

# Conception des ponts

par **Anne BERNARD-GÉLY**

*Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées*

*Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées*

*Adjoint au directeur de la Sécurité et de la circulation routières*

et **Jean-Armand CALGARO**

*Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées*

*Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées*

*et au Centre des hautes études de la construction*

*Chef de la mission Recherche et réglementation du SETRA*

<b>1. Définitions et catégories de ponts.....</b>	C 4 500 - 2
1.1 Définitions d'un pont et de ses différentes parties .....	— 2
1.2 Présentation des grandes catégories de structures.....	— 3
<b>2. Démarche du concepteur .....</b>	— 5
2.1 Recueil des données de l'ouvrage .....	— 5
2.2 Choix du type d'ouvrage .....	— 6
<b>3. Conception et dimensionnement des principaux ouvrages .....</b>	— 8
3.1 Introduction .....	— 8
3.2 Ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint.....	— 8
3.3 Ponts en béton précontraint construits en encorbellement.....	— 10
3.4 Ponts poussés en béton précontraint .....	— 12
3.5 Autres méthodes de construction des ponts en béton précontraint.....	— 15
3.6 Ponts en arc et à bâquilles .....	— 15
3.7 Ponts métalliques .....	— 16
3.8 Ponts à câbles .....	— 19
<b>4. Équipements des ponts .....</b>	— 22
4.1 Étanchéité et couche de roulement.....	— 22
4.2 Joints de chaussée .....	— 22
4.3 Dispositifs de retenue.....	— 23
4.4 Corniches.....	— 23
4.5 Appareils d'appui.....	— 23
4.6 Évacuation des eaux.....	— 23
4.7 Autres équipements .....	— 24
<b>Pour en savoir plus.....</b>	Doc. C 4 500

Doc. C 4 500

**L**a conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et sans cesse accrues, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles aux dimensions parfois proches de la démesure, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués. La démarche de conception d'un pont particulier suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution et intégrant une préoccupation esthétique forte.

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de prédimensionnement est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné. Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect de règles et, bientôt, de normes européennes : les Eurocodes. Mais le seul respect de règles ou de normes n'est pas suffisant : l'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, en dehors de toute codification, le comportement dynamique sous l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même les marges de sécurité de la structure qu'il conçoit. La sécurité et le confort des usagers sont également pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisant aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de nature à garantir à l'ouvrage la meilleure durabilité possible.

## 1. Définitions et catégories de ponts

### 1.1 Définitions d'un pont et de ses différentes parties

#### 1.1.1 Définition d'un pont

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit *in situ*, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal, comme par exemple le pont-canal de Briare). On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **ponceau** ou **dalot** : pont de petites dimensions (quelques mètres) ;
- **viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur (figure 1), généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts (figure 2). Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;
- **passerelle** : ouvrage destiné aux piétons (figure 3), exceptionnellement aux canalisations ou au gibier.

Certaines tranchées couvertes répondent à la définition d'un pont ; cependant, elles ne sont pas traitées dans ce qui suit car ce sont des structures dont la conception, le calcul et les procédés d'exécution les rattachent à une famille différente de constructions.

#### 1.1.2 Différentes parties d'un pont

Un pont se compose des parties suivantes (figure 4) :

- le **tablier** : élément résistant portant la voie ;
- les **appuis** : appuis intermédiaires, appelés **piles**, et appuis d'extrémités, appelés **culées**, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'**appareils d'appui**, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles



Figure 1 – Viaduc du Magnan (doc. SETRA)



Figure 2 – Viaduc d'accès au pont à haubans de Saint-Nazaire (doc. SETRA)



Figure 3 – Passerelle (Amiens) (doc. SETRA)

des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.) ;

— les **fondations** : elle permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une **travée** et la distance entre deux appuis consécutifs, la **portée** de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'**ouverture** qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la **longueur** du pont.

En plan (figure 5), le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle angle de biais ( $\theta$ ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; ainsi, pour un pont droit,  $\theta = 90^\circ$  ou 100 gr.

## 1.2 Présentation des grandes catégories de structures

Les ponts peuvent être classés suivant différents critères : le matériau principal utilisé, le procédé de construction ou le fonctionnement mécanique. C'est ce dernier critère qui est retenu dans la présentation qui suit. On distingue ainsi les ponts à poutres, les ponts en arc et les ponts à câbles.

### 1.2.1 Ponts à poutres

Sous le terme de ponts à poutres, on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appui étant verticales ou quasi verticales (figure 6). Le tablier est, généralement, une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes, continues ou exceptionnellement posséder des parties en console.

Cette structure linéaire est réalisée à l'aide de poutres principales, parallèles à l'axe du pont, éventuellement reliées transversalement par des pièces de pont et des entretoises. Elles portent ou intègrent la couverture recevant directement la charge d'exploitation.

Les **ponts-dalles** peuvent être classés dans cette catégorie car les réactions d'appui sont principalement verticales et le modèle de calcul des efforts longitudinaux est celui d'une poutre. Cependant,

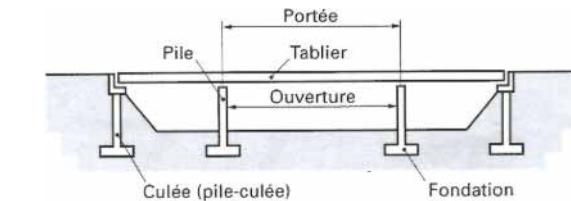


Figure 4 – Différentes parties d'un pont

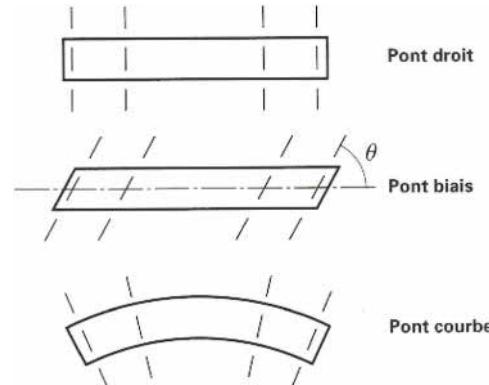


Figure 5 – Formes du tablier d'un pont

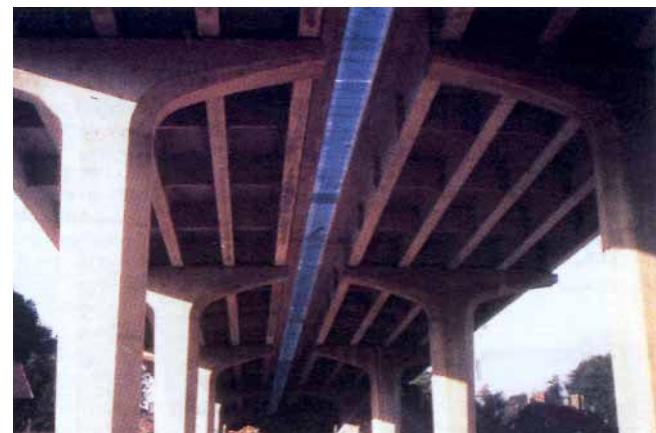


Figure 6 – Pont à poutres (doc. SETRA)

dans le sens transversal, plusieurs conceptions sont possibles : la dalle peut être :

— **pleine**, en général d'épaisseur constante, avec ou sans encorbellements latéraux ;

— **élégie** : la présence d'évidements longitudinaux dans la masse de béton permet un gain de poids propre ;

— **nervurée** : elle peut être simplement nervurée (une seule nervure avec encorbellements latéraux), ou multinervurée avec un hourdis intermédiaire entre les nervures.

Selon les portées, l'épaisseur de la dalle peut être constante ou variable dans le sens longitudinal.

Dans le cas des ponts « **bow-strings** » (figure 7), la poussée de l'arc est équilibrée par la traction du tirant horizontal et rend ainsi les réactions d'appui verticales. Ce cas particulier d'ouvrage, bien qu'apparaissant extérieurement comme un pont en arc, possède un tablier dont le fonctionnement mécanique mécanique est celui d'un pont à poutres.

## 1.2.2 Ponts en arc

Pour ces ouvrages (figure 8), dont la structure porteuse fonctionne essentiellement en compression, les réactions d'appui sont inclinées ; la composante horizontale de la réaction s'appelle la **poussée**. De telles structures ne sont envisageables que si elles peuvent prendre appui sur un rocher résistant. Sous cette condition, le domaine de portée des ponts en arc est très étendu (jusqu'à 500 m). Les arcs modernes sont généralement dotés d'articulations à leur naissance. On distingue les arcs à tablier supérieur (figure 9), pour lesquels le tablier est au-dessus de l'arc, les arcs à tablier intermédiaire ou inférieur lorsque le tablier est situé dans la hauteur ou au-dessous de l'arc.

Les **ponts à bêquilles** (verticales ou obliques) et les **portiques** peuvent être rattachés à la famille des arcs (figure 10). Il en va de même des portiques ouverts qui sont des ponts à « bêquilles verticales », d'usage courant sous un remblai de faible épaisseur.

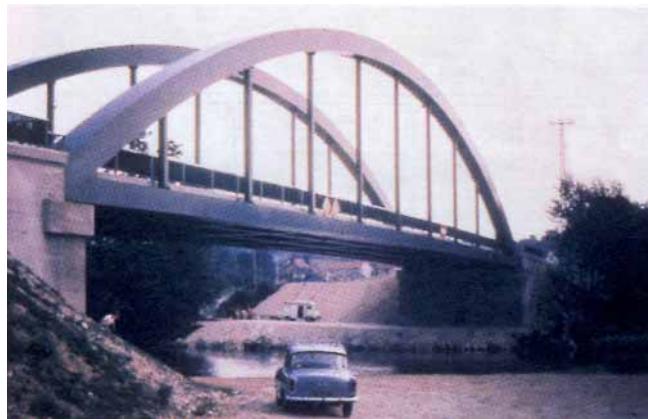


Figure 7 – Bow-string (doc. SETRA)

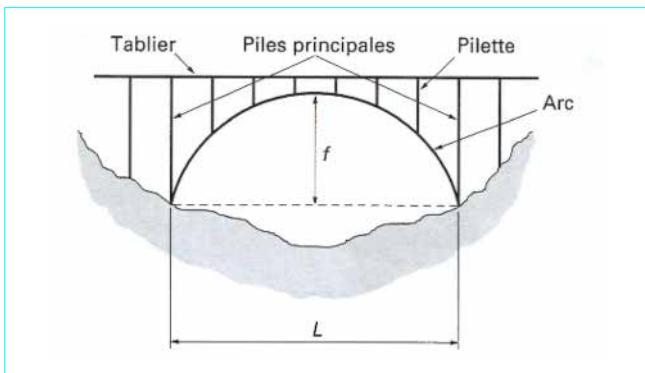


Figure 8 – Représentation schématique d'un arc à tablier supérieur

## 1.2.3 Ponts à câbles

Entrent dans cette catégorie tous les ouvrages pour lesquels le tablier est supporté par des câbles. Ce sont des structures plus ou moins souples, adaptées au franchissement des grandes portées. On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique diffère fondamentalement : les **ponts suspendus** (le record actuel de portée est voisin de 1 990 m) et les **ponts à haubans** (record actuel de portée : 890 m).

Les **ponts suspendus** sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes (figure 11). Ces câbles porteurs métalliques passent au sommet de pylônes et sont ancrés dans des culées de dimensions imposantes. Ces ouvrages sont le plus souvent à trois travées ; les travées latérales sont généralement des travées suspendues, quelquefois des travées indépendantes.

Les **ponts à haubans** sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans (figure 12).

Ces câbles sont placés, soit en une seule nappe dans l'axe du pont, soit en deux nappes latérales et sont disposés en harpe (haubans parallèles) ou en éventail (haubans convergents). Les réactions d'appui sont verticales et l'ouvrage fonctionne comme ceux de la catégorie des ponts à poutres soumis à la flexion composée du fait de la composante horizontale de la tension des haubans. Le domaine d'emploi des ponts à haubans tend actuellement à s'étendre en faisant reculer celui des ponts suspendus qui restent le seul type de structure encore envisageable pour les très grandes portées.

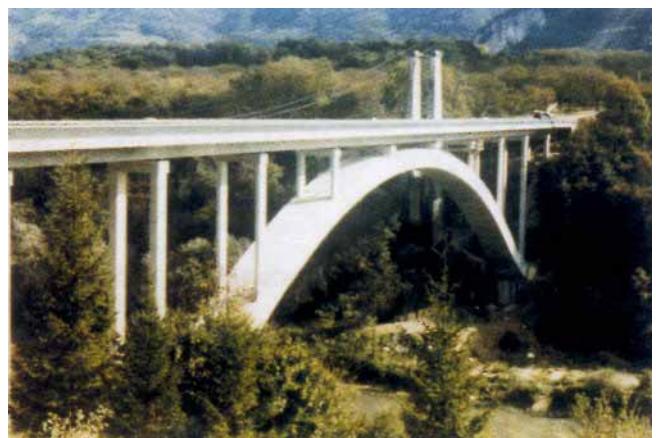


Figure 9 – Pont en arc (Trellins) (doc. SETRA)

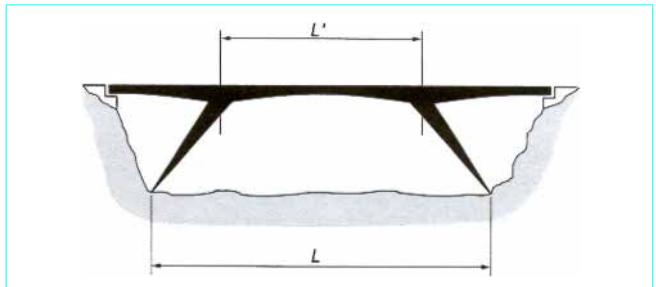


Figure 10 – Représentation schématique d'un pont à bêquilles

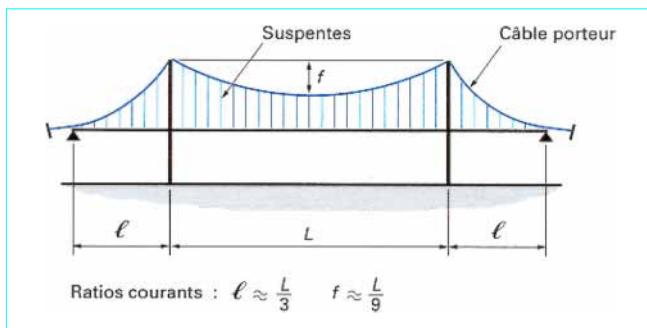


Figure 11 – Élevation schématique d'un pont suspendu

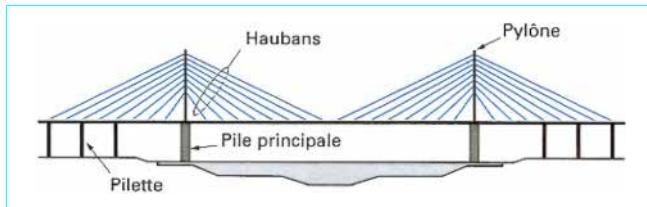


Figure 12 – Schéma de principe d'un pont à haubans

## 2. Démarche du concepteur

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

- le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi ;
- le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques ;
- l'étude de détail de la solution retenue.

### 2.1 Recueil des données de l'ouvrage

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions sont détaillées ci-après.

#### 2.1.1 Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage

En rase campagne, l'implantation d'un ouvrage d'art est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe, mais rarement de manière impérative. Si le tracé ne comprend pas d'ouvrage exceptionnel, le poids financier des ponts est, en principe, faible devant celui des terrassements. Par contre, s'il s'agit de franchir une grande brèche ou un fleuve, l'implantation du pont ou du viaduc doit être examinée avec soin. Une bonne collaboration doit s'instaurer entre le

spécialiste de la route et celui des ouvrages d'art. En milieu urbain, les contraintes sont souvent déterminantes pour la conception.

Les caractéristiques géométriques doivent être déterminées avec soin. Elles dépendent essentiellement de la nature de la voie portée, mais peuvent être légèrement modifiées afin de simplifier le projet du pont, améliorer son fonctionnement mécanique ou offrir une plus grande liberté dans le choix du type d'ouvrage.

Les questions de biais et de courbure doivent être examinées avec attention. En règle générale, les grands ouvrages doivent, dans la mesure du possible, être projetés droits : un biais, même modéré, complique l'exécution et induit un fonctionnement mécanique qui peut s'écartier sensiblement des modèles de calcul de la résistance des matériaux classique. Cela dit, il arrive souvent que les ouvrages aient un faible biais dont il peut être assez facilement tenu compte dans les calculs.

Enfin, la question de la longueur du pont doit être posée : les progrès accomplis dans l'exécution des terrassements ont bouleversé les données de la comparaison entre le coût d'un pont et celui d'un remblai et, en l'absence de contraintes majeures d'ordre esthétique ou hydraulique, le remblai constitue le plus souvent la solution la moins chère.

#### 2.1.2 Recueil des données naturelles

La visite des lieux par l'ingénieur est une étape essentielle du projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après.

##### Topographie

Il convient de disposer d'un relevé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, etc.

##### Hydrologie

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître le régime : fréquence et importance des crues, débit solide, chargement éventuel de corps flottants susceptibles de heurter les piles. Mis à part les chocs, le plus grand danger réside dans les affouillements. Il convient d'évaluer la hauteur d'affouillement potentielle au voisinage des appuis et de limiter autant que possible le nombre des appuis en site aquatique.

##### Données géotechniques

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Il doit d'abord les faire aux emplacements probables des appuis et recueillir les sondages qui auraient déjà été faits dans le voisinage.

##### Actions naturelles susceptibles de solliciter un pont

Outre l'action d'un cours d'eau mentionnée plus haut, les autres actions naturelles susceptibles de solliciter un pont sont des actions directes comme celles du vent, dont la force peut être accrue dans le cas d'une vallée encaissée, de la neige et de la glace, des séismes, de la houle dans le cas du franchissement d'un estuaire ou d'un bras de mer, et des actions indirectes comme celles des embruns et, de façon générale, les actions physico-chimiques du milieu environnant. Vis-à-vis de ces dernières, des dispositions constructives appropriées (enrobage des aciers passifs, choix d'un béton à hautes performances) doivent être examinées en détail.

## 2.1.3 Données fonctionnelles

Afin de ne rien omettre, il convient de dresser à l'avance la liste des données indispensables pour entreprendre l'étude ; cette liste comprend le tracé en plan, le profil en travers, tenant compte éventuellement d'élargissements ultérieurs, le profil en long, les charges d'exploitation, normales et exceptionnelles, les hauteurs libres et ouvertures à réserver (route, voie ferrée, voie navigable), la qualité architecturale, les sujétions de construction, qui peuvent être de nature très variée (délais de construction, coût relatif de la main d'œuvre et des matériaux, disponibilité des granulats et du ciment, etc.).

## 2.2 Choix du type d'ouvrage

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût.

### 2.2.1 Bref panorama des principaux types d'ouvrages

La portée d'un ouvrage à une seule ouverture, ou la portée déterminante (c'est-à-dire la plus longue) d'un ouvrage à plusieurs ouvertures, est un facteur déterminant du type d'ouvrage, bien qu'elle constitue souvent elle-même l'un des éléments principaux du choix. Nous passons en revue, en classant les ouvrages par portée croissante, les différents types de ponts dont certains seront étudiés en détail dans le paragraphe 3.

#### 2.2.1.1 Ouvrages de portée modeste (jusqu'à 30 m de portée principale)

##### ■ Petits passages sous remblai, utilisés surtout comme ouvrages de décharge hydraulique

Dans la gamme des très faibles portées (jusqu'à 5 ou 6 m) plusieurs types d'ouvrages sont envisageables :

— les **ponceaux voûtés massifs en béton** : fondés sur semelles si le terrain est rocheux ou sur radier en béton armé dans le cas contraire, ils constituent une solution simple et robuste et peuvent supporter des remblais de forte hauteur (toujours supérieure à 1 m) ;

— les **passages inférieurs en voûte mince** : ils sont constitués d'éléments préfabriqués et sont considérés comme des ouvrages courants jusqu'à 9 m d'ouverture ( $D_i$ ) à condition que la hauteur de couverture du remblai reste inférieure à 7 m et que le rapport de leur hauteur ( $V_i$ ) à leur ouverture soit compris entre 0,6 et 1 (figure 13) ;

— les **buses métalliques** : elles peuvent fournir une solution compétitive dans la gamme des portées allant de 2 à 6 m (elles peuvent atteindre une dizaine de mètres d'ouverture). L'exécution des remblais doit être particulièrement soignée et les conditions de durabilité examinées avec attention.

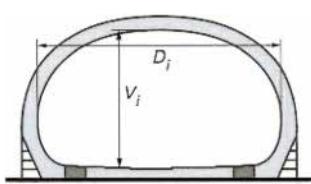


Figure 13 – Coupe schématique d'une buse Matière

##### ■ Cadres et portiques

Une solution, qui convient bien dans le cas d'un remblai de faible hauteur, est celle du pont-cadre en béton armé, complété par des murs en aile ou des murs en retour. Le cadre peut être fermé, dans le cas d'un terrain médiocre notamment, ou ouvert, en forme de portique. Le domaine d'emploi du cadre fermé couvre des ouvertures allant de 5 à 12 m environ. Les portiques simples sont couramment utilisés pour former des passages inférieurs, notamment sous les autoroutes, pour des ouvertures variant de 10 à 18 m. Cette solution est souvent plus économique qu'une simple dalle en travée indépendante, nécessitant des culées plus coûteuses que les pôles d'un portique.

##### ■ Ponts-dalles

Pour des ouvrages à plusieurs ouvertures de portées modestes, c'est la solution la plus courante. La dalle peut être en béton armé pour des portées allant jusqu'à une quinzaine de mètres et en béton précontraint pour des portées déterminantes allant jusqu'à une trentaine de mètres.

##### ■ Ponts à poutres

Dans une gamme de portées comparable à celle des ponts-dalles, les travées formées de **poutres en béton armé ou précontraint** peuvent se révéler d'un emploi économique ; les poutres précontraintes par pré-tension, utilisées couramment dans le bâtiment depuis de nombreuses années, peuvent constituer une solution intéressante dans le domaine des ponts, et elles sont l'objet aujourd'hui de catalogues et de fabrication en série. Elles couvrent une gamme de portées déterminantes assez étendue, allant de 15 à 30 m environ, et se mettent en œuvre aisément en laissant dégagée la voie franchie, alors que la dalle exige des étalements qui peuvent constituer une contrainte importante, par exemple pour la construction d'une autoroute. Cependant, ces poutres sont moins robustes qu'une dalle massive vis-à-vis d'un choc accidentel de camion hors gabarit : il convient d'en tenir compte si l'on craint des chocs de véhicules.

Lorsque la présence d'un cintre n'est pas envisageable, une autre solution intéressante est fournie par les **tabliers à poutrelles métalliques enrobées de béton**. Ce type de structure, largement employé pour réaliser des ponts ferroviaires de portées modérées depuis un grand nombre d'années, se développe actuellement pour la construction des tabliers de ponts-routes : son coût est légèrement plus élevé que celui d'un pont coulé sur cintre en béton armé ou précontraint, ou d'un pont à poutrelles précontraintes par pré-tension, mais sa conception et sa mise en œuvre sont d'une grande simplicité et permettent de réaliser les travaux au-dessus d'une voie de communication sans interrompre le trafic. En travée indépendante, le domaine d'emploi usuel d'un tablier à poutrelles enrobées va de 8 à 25 m de portée, et de 10 à 30 m en travées continues.

##### ■ Ponts à bêquilles

Pour certains franchissements encaissés, on peut également réaliser des ponts à bêquilles obliques. Lorsqu'ils sont bien conçus, ces ouvrages sont esthétiques et s'intègrent très harmonieusement dans le paysage, mais la complexité de leur coffrage renchérit notablement leur coût de construction (figure 14).

#### 2.2.1.2 Grands ouvrages en béton précontraint (au-delà de 30 à 40 m de portée déterminante)

La panoplie des solutions en béton précontraint comprend :

— les **dalles nervurées**, construites sur cintre, dont la gamme des portées déterminantes n'excède guère la soixantaine de mètres ;

— les **ponts à poutres précontraintes par post-tension**, permettant de construire des viaducs à travées indépendantes de portées comprises entre 30 et 60 m ;

— les **ponts-caissons mis en place par poussage** unilatéral ou bilatéral (portée déterminante usuelle comprise entre 35 et 65 m) ;

— les **ponts-caissons construits en encorbellement**, permettant d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 140 m, mais dont le domaine d'emploi peut aller au-delà de 200 m de portée déterminante.

Pour les franchissements de grande longueur sans sujétions particulières de fondations, les viaducs formés de travées indépendantes à poutres préfabriquées peuvent constituer une solution économique, en concurrence avec un pont poussé si les caractéristiques géométriques du tracé de la voie portée s'y prêtent. Les ponts à poutres précontraintes sont robustes et faciles à construire. Pour des ouvrages urbains, où l'épaisseur du tablier doit être aussi faible que possible, des poutres-caissons continues, de profil transversal élancé, ont souvent été utilisées. Les poutres-caissons se prêtent bien à la mise en place par poussage, particulièrement intéressante en raison du matériel modeste qu'elle exige.



Figure 14 – Pont à bêquilles (doc. JAC)

Les ponts en béton précontraint à travées continues construits en encorbellement sont utilisés lorsque l'on veut franchir de grandes portées. Ces ouvrages, aujourd'hui classiques, comportent des voussoirs préfabriqués ou coulés en place ; le choix entre ces deux types de voussoirs, correspondant à des modes de mise en œuvre différents, est dicté par des critères économiques et techniques. Les portées les plus courantes vont de 90 à 120 m, mais la portée maximale peut dépasser 200 m.

### 2.2.1.3 Grands ouvrages métalliques (au-delà de 30 à 40 m de portée déterminante)

La panoplie des solutions métalliques comporte :

- les **ouvrages à poutres latérales triangulées** ;
- les **ossatures mixtes à couverture en béton armé**, dont la structure porteuse peut être constituée de poutres en I ou de caissons ;
- les **ponts à dalle orthotrope**.

Au-delà de 30 à 35 m de portée déterminante, on peut recourir à une poutre à bêquilles (si le terrain permet d'encaisser aisément la poussée), à un tablier en ossature mixte (jusqu'à 90 m de portée environ en travée indépendante et 120 m de portée déterminante en poutre continue) ou à une poutre-caisson en acier sous chaussée.

### 2.2.1.4 Domaine des très grandes portées (au-delà de 300 m)

C'est le domaine d'emploi des **ponts en arc**, si la nature du sol permet de reprendre les poussées, et des **ponts à câbles**.

Les **ponts à haubans** sont actuellement susceptibles de couvrir les portées allant de 150 à 1 000 m environ. Pour les portées supérieures à 1 000 m, le **pont suspendu** reste encore le seul type envisageable. Le tablier est en acier, le plus souvent de section tubulaire, ce qui lui confère une bonne rigidité de torsion, et à dalle orthotrope en acier, afin de limiter la charge permanente.

Les tableaux 1 et 2 résument les domaines d'emploi des différentes types d'ouvrages qui viennent d'être évoqués.

Tableau 1 – Ponts en béton

Type d'ouvrage	Portée
PSI-BA : Passage supérieur ou inférieur à poutres en béton armé (1) PRAD : Pont à poutrelles précontraintes par fil adhérent PSI-DA : Passage supérieur ou inférieur en dalle armée (2) PSI-DP : Passage supérieur ou inférieur en dalle précontrainte (2) PSI-DE : Passage supérieur ou inférieur en dalle élégie (3) PSI-DN : Passage supérieur ou inférieur en dalle nervurée VIPP : Viaduc à poutres précontraintes par post-tension	0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75 80 85 90 95 100 200 m
PIPO : Passage inférieur en portique ouvert PICF : Passage inférieur en cadre fermé	
Cintre auto-lanceur Pont poussé (unilatéralement) Pont poussé (bilatéralement) Pont construit en encorbellement	
(1) Domaine courant Domaine exceptionnel	(2) Section rectangulaire Section à encorbellements latéraux
	(3) Tablier de hauteur constante Tablier de hauteur variable

Tableau 2 – Ponts métalliques

Type d'ouvrage	Portées								
	0	5	10	20	30	40	50	100	200 m
Travée indépendante									
Poutrelles enrobées									
Tablier mixte									
Dalle orthotrope									
Poutre continue									
Poutrelles enrobées									
Tablier mixte									
Dalle orthotrope									

### 3. Conception et dimensionnement des principaux ouvrages

#### 3.1 Introduction

Un projet de pont ne peut être établi que par un ingénieur expérimenté, possédant une solide culture technique dans les domaines de la modélisation des structures, des normes de conception et de calcul, des propriétés physiques et mécaniques des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables et des méthodes d'exécution.

Le béton et l'acier sont les matériaux privilégiés pour la construction de ponts : le bois est parfois employé pour construire des passerelles ou de petits ponts recevant un faible trafic local en zone montagneuse et l'on recourt rarement aux alliages d'aluminium en raison de leur coût. Des recherches sont en cours pour identifier le domaine d'emploi de certains matériaux nouveaux comme les fibres de verre ou les fibres de carbone (par exemple pour confectionner des câbles spéciaux), et mettre au point des applications industrielles.

Cependant, il ne faudrait pas croire que les matériaux traditionnels, béton et acier, aient atteint leur ultime degré de développement. Des avancées significatives ont été réalisées, ces dernières années, dans la mise au point et les possibilités de fabrication régulière de bétons à hautes performances (résistance caractéristique en compression allant couramment jusqu'à 100 MPa), voire à très hautes performances. De même, le recours à des aciers de charpente, dits thermomécaniques, présentant une limite d'élasticité de 460 MPa est de plus en plus fréquent. De nos jours, le concepteur de ponts peut définir les propriétés des matériaux qu'il désire employer pour satisfaire au mieux aux exigences imposées par le cahier des charges.

L'évolution de la conception des ouvrages est aussi intimement liée aux progrès réalisés dans les méthodes d'exécution. Le recours à la préfabrication, l'augmentation de la capacité des moyens de levage et de manutention (cf. article *Manutentions lourdes* Technologie et mise en œuvre [C 132] dans ce traité), la mise au point de procédés de montage et d'assemblage nécessitant moins de main-d'œuvre tout en garantissant une meilleure qualité, ont grandement orienté la conception des ponts modernes. Par ailleurs, les performances sans cesse croissantes des matériels informatiques, le perfectionnement des méthodes de représentation graphique et d'analyse numérique ainsi que les immenses progrès accomplis dans la connaissance des phénomènes physiques [effets du vent, des séismes (cf. article *Constructions parasiomiques* [C 3 290] dans ce traité, etc.)] ou physico-chimiques les plus complexes

intéressant le comportement des ponts offrent aux ingénieurs une plus grande liberté de conception que par le passé.

Il est d'usage de distinguer les ouvrages de petite ou moyenne portée déterminante (jusqu'à une quarantaine de mètres) des « grands » ouvrages. Cette distinction se traduit, pour les ponts de la voirie nationale, par des procédures d'instruction différentes des avant-projets.

Remarque : ces procédures sont fixées par la Circulaire du 5 mai 1994.

Dans chaque catégorie, la panoplie des solutions est riche et l'expérience a permis d'identifier avec précision le domaine d'emploi de chacune d'elles. Les principaux types d'ouvrages courants ont été évoqués au paragraphe 2.2.1. Le tableau 3 se borne à donner les éléments de dimensionnement des ouvrages courants en béton armé ou précontraint.

Tableau 3 – Éléments de dimensionnement des ouvrages courants

Passages supérieurs ou inférieurs	Élancement $h/L$
Poutres en béton armé	1/15 à 1/17
Poutres précontraintes par pré-tension	1/20
Dalle en béton armé	Travée indépendante : 1/22 Tablier à deux travées : 1/23 Tablier à trois travées et plus : 1/28
Dalle pleine en béton précontraint	Travée indépendante : 1/25 Tablier à deux travées : 1/28 Tablier à trois travées et plus : • 1/33 de la travée centrale, ou • 1/38 de la travée de rive.
Dalle élégie et dalle nervurée en béton précontraint	Travée indépendante : 1/22 Tablier à deux travées d'épaisseur constante : 1/25 Tablier à deux travées d'épaisseur variable : • 1/20 sur appui • 1/30 en travée Tablier à trois travées ou plus d'épaisseur constante : 1/30 Tablier à trois travées ou plus d'épaisseur variable : • 1/24 sur appui • 1/42 en travée
Passages inférieurs	Épaisseurs des éléments
Portiques	Lorsque l'ouverture passe de 8 m à 20 m • traverse : 0,35 à 0,66 m • piédroits : 0,35 à 0,66 m
Ponts-cadres	Lorsque l'ouverture passe de 5 m à 12 m : • traverse supérieure : 0,30 à 0,40 m • traverse inférieure : 0,30 à 0,45 m • piédroits : 0,30 à 0,36 m

#### 3.2 Ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par pré-tension comme indiqué précédemment, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par post-tension. Ils sont d'autant plus intéressants que le nombre de poutres à réaliser est plus grand car des moyens de mise en place adaptés sont justifiés.

### 3.2.1 Ponts à poutres précontraintes par post-tension

Les poutres, de type poutres à talon, sont solidarisées par la dalle sous chaussée et par les entretoises situées aux extrémités de chaque travée, au droit des lignes d'appui, qui assurent l'encastrement en torsion des poutres et permettent le levage du tablier à l'aide de vérins afin d'en changer, lorsque nécessaire, les appareils d'appui. Les entretoises intermédiaires ne sont plus de mise depuis longtemps car, bien que conférant au tablier une rigidité transversale autorisant l'emploi de méthodes de calcul simples, elles sont d'une réalisation difficile, donc coûteuse (mise en place et dépose de coffrages suspendus dans des conditions souvent acrobatiques, fabrication d'amorces fixées aux poutres avec un ferrailage en attente).

La dalle sous chaussée peut être réalisée sous forme de tronçons de raccordement coulés en place sur des coffrages perdus (prédalles minces en béton armé) entre les poutres (qui sont alors préfabriquées dans leur section complète), et dotée d'une précontrainte transversale ou simplement armée (figure 15a), ou sous forme d'une dalle coulée sur toute la largeur de la chaussée sur des poutres confectionnées avec une table de compression d'épaisseur réduite (figure 15b). Ces deux conceptions présentent à la fois des avantages et des inconvénients : seul le concepteur peut effectuer un choix motivé pour chaque projet particulier.

Le nombre et l'espacement des poutres en section transversale résultent d'une optimisation entre des poutres plutôt légères et rapprochées, nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées ; la tendance actuelle correspond à une distance entre axes comprise entre 2,50 et 3,50 m environ (4 m dans des cas exceptionnels) ; la dalle sous chaussée présente alors une épaisseur allant de 18 à 20 cm. L'élançement usuel  $H/L$ , égal au rapport de la hauteur  $H$  des poutres à la portée  $L$  d'une travée, se situe entre 1/16 et 1/17 en l'absence de contraintes particulières (figure 16).

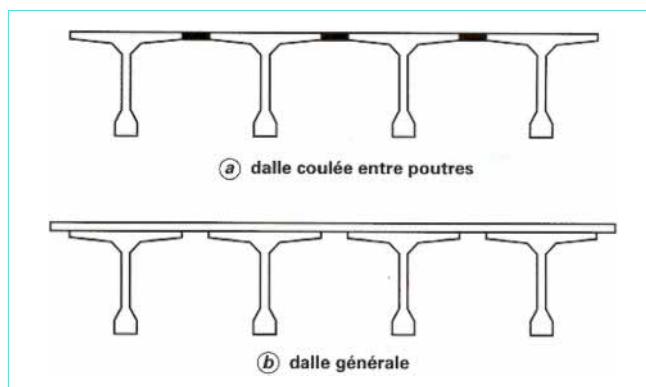


Figure 15 – Conceptions possibles d'un tablier de pont à poutres précontraintes

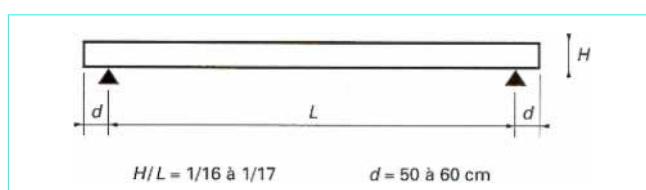


Figure 16 – Élançement des ponts à poutres précontraintes par pré-tension

Ces valeurs s'entendent pour des poutres confectionnées à partir d'un béton traditionnel B35 réalisé avec un ciment de type CPA dosé à 400 kg/m<sup>3</sup>. Le recours à des bétons à hautes performances est possible mais ne présente guère d'intérêt s'il s'agit de réduire la hauteur des poutres (bien que des élançements de 1/20 à 1/22 soient facilement réalisables), car cette réduction entraîne une augmentation de l'effort de précontrainte et un renforcement des talons. Il est, par contre, intéressant s'il permet de réduire le nombre de poutres pour une quantité d'acières de précontrainte équivalente à celle mise en œuvre dans le cas d'un béton traditionnel. De plus, en atmosphère agressive, le béton à hautes performances garantit à l'ouvrage une meilleure durabilité. Les principaux éléments de dimensionnement des sections transversales sont rassemblés sur la figure 17.

Les ponts à poutres sont bien adaptés aux franchissements droits et rectilignes. Mais ils fournissent également une solution intéressante lorsque la voie portée est courbe, ou présente un biais géométrique, ou encore est de largeur variable. Pour réaliser un ouvrage courbe, toutes les poutres d'une même travée ont une longueur identique : la courbure du tablier est obtenue en faisant varier le débord de la dalle par rapport aux poutres de rive et les têtes de piles sont de forme trapézoïdale en plan. Cependant, le rayon de courbure ne peut guère descendre en dessous de 15 fois la portée compte tenu de la flèche maximale admissible du débord variable. Dans les ponts biais, toutes les poutres d'une même travée ont également une longueur identique et les entretoises aux extrémités des travées sont disposées suivant le biais, même si leurs amorces éventuelles à l'extérieur des poutres de rive (lorsque les entretoises sont précontraintes) gagnent, sur le plan esthétique, à être disposées perpendiculairement aux âmes de poutres.

Les talons des poutres étant plus comprimés que les tables supérieures sous les charges permanentes, le flUAGE DIFFÉRENTIEL provoque une déformation du tablier vers le haut à long terme ; il convient de confectionner les poutres avec une contre-flèche appropriée « vers le bas ». De plus, afin de limiter le nombre de joints de chaussée, on réalise couramment la continuité de la dalle sous chaussée, par groupes de 3 à 5 travées, tout en conservant l'indépendance mécanique de chacune d'elles : cela revient à permettre les rotations relatives au droit des appuis.

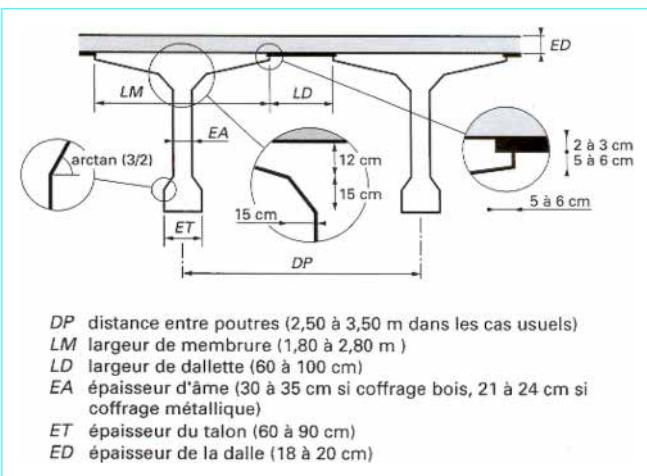


Figure 17 – Dimensionnement des ponts à poutres en béton précontraint

Les avantages des ponts à poutres résultent de la grande simplicité de leur conception (absence d'efforts parasites dus au flUAGE du béton) et découlent des avantages de la préfabrication, synonyme de qualité du béton coulé à poste fixe, de bonne réutilisation des coffrages, de rapidité du délai de construction. On peut noter à l'actif de ce type d'ouvrage l'absence à peu près complète de pathologie structurale grave et les désordres que l'on a pu constater par le passé étaient principalement dus à une mauvaise injection des câbles de précontrainte.

### 3.2.2 Tabliers à poutres précontraintes par pré-tension

Les tabliers constitués de poutres préfabriquées précontraintes à fils ou torons adhérents offrent une solution intéressante pour franchir des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres car la mise en place des poutres peut s'effectuer au moyen de grues courantes, sans exiger la mise en œuvre d'un matériel spécifique onéreux. Lorsque le pont franchit une voie de circulation, le trafic peut être maintenu, à l'exception de coupures très brèves au moment de la mise en place d'une poutre.

La qualité d'exécution offre une bonne garantie, liée aux avantages de la préfabrication en usine. De plus, par rapport à une préfabrication sur chantier, le rebut d'une poutre dont le béton ne présente pas la résistance escomptée est beaucoup plus facile que la démolition éventuelle (ou l'acceptation à contre-cœur) d'un béton *in situ* n'ayant pas les qualités requises. La protection des armatures en acier dur contre la corrosion est encore meilleure que celle que peuvent offrir les armatures de post-tension enfermées dans des conduits injectés.

Les poutres ont une section rectangulaire ou en I. Leur espace-ment varie de 60 à 100 cm et elles sont solidarisées par une dalle générale coulée en place sur des dallettes en mortier de fibres ou des prédalles en béton armé (figure 18).

Elles sont généralement confectionnées à partir d'un béton traditionnel dosé à 400 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 400 ou CPA 500, permettant d'obtenir une résistance caractéristique de 30 MPa lors du relâchement des armatures, et de 42 MPa à 28 jours. La dalle a une épaisseur comprise entre 16 et 20 cm selon la distance séparant les axes des poutres et la nature du coffrage employé.

Le plus souvent, les poutres forment des travées isostatiques ; ce schéma a l'avantage d'une grande simplicité, et le pont est insensible à d'éventuels tassements d'appuis. Cependant, dans le cas de plusieurs travées, il peut être économique de réaliser la continuité des travées : continuité « géométrique » au niveau de la dalle (afin de limiter le nombre de joints de chaussée) ou véritable continuité « mécanique », par coulage sur appui d'un chevêtre incorporé au tablier, solidaire des poutres et du hourdis. Mais l'expérience a montré que cette continuité (sous charges d'exploitation) n'est pas totale. Si  $H_t$  désigne la hauteur totale du tablier, dalle comprise, et  $L$  la portée de sa travée déterminante, l'élancement moyen des tabliers à poutrelles précontraintes est tel que  $\frac{H_t}{L} = \frac{1}{18}$ .

## 3.3 Ponts en béton précontraint construits en encorbellement

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles : après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte. Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre

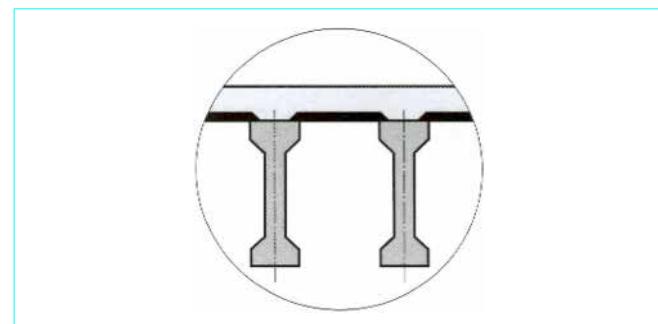


Figure 18 – Coupe schématique d'un tablier à poutrelles précontraintes par pré-tension

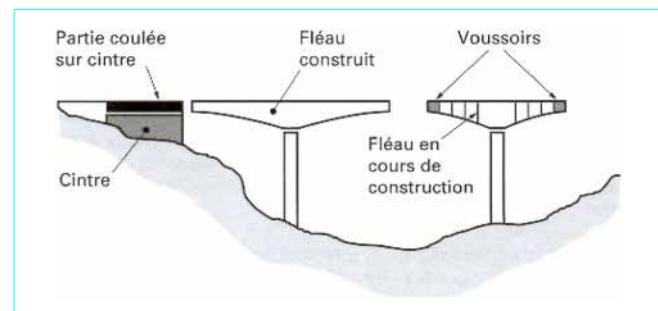


Figure 19 – Principe de la méthode de construction en encorbellement

en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau (figure 19). En fait, la méthode de construction en encorbellement n'est pas liée à un type d'ouvrage particulier : certes, les poutres continues sur appuis simples représentent la famille de tabliers la plus nombreuse, mais elle s'applique également aux arcs, aux ponts à bêquilles ou aux ponts à haubans. **Dans ce qui suit, on ne s'intéresse qu'aux tabliers en forme de poutre continue.**

Les voussoirs peuvent être coulés en place, dans un équipage mobile, ou préfabriqués sur une doucine (*slip-form*) ou dans une cellule de préfabrication. Dans ce dernier cas, les voussoirs sont mis en contact les uns avec les autres par l'intermédiaire d'une couche de colle qui, lorsqu'elle est fluide, facilite l'ajustement des pièces en regard et qui, lorsqu'elle est totalement polymérisée, assure l'étanchéité des joints. L'ajustement des voussoirs et la transmission de l'effort tranchant sont simultanément assurés à l'aide de clés multiples (dentelures de taille centimétrique) réalisées sur toute la hauteur des âmes et dans les hourdis. Chaque voussoir est coulé contre le voussoir précédent et sert de coffrage au voussoir suivant. Lorsque les voussoirs sont coulés en place dans un équipage mobile, celui-ci doit être suffisamment rigide pour que la géométrie finale du tablier puisse être correctement contrôlée et que les joints entre voussoirs ne puissent subir une fissuration originelle.

### 3.3.1 Morphologie générale

Dans les cas les plus courants, les ouvrages construits selon ce procédé comportent des travées intermédiaires de même portée et des travées de rive de portée un peu supérieure à la moitié de celle des travées intermédiaires pour éviter le soulèvement du tablier

sous l'effet des charges d'exploitation placées dans la configuration la plus défavorable. Dans la pratique, les travées de rive sont constituées par un demi-fléau et une portion de tablier coulée ou posée sur un cintre.

L'opération de solidarisation des fléaux entre eux et avec les parties coulées sur cintre s'appelle aussi « clavage ». Dans le cas d'un pont à trois travées (figure 20), on commence généralement par claver les travées de rive, puis on vient assurer la continuité complète du tablier en solidarisant les deux moitiés à la clé de la travée centrale. Dans le cas d'un pont comportant un grand nombre de travées, la méthode usuelle de solidarisation des fléaux consiste à les claver à l'avancement, mais de nombreuses variantes sont possibles.

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 50 à 60 ou 70 m. Mais en dessous de 60 m, un pont construit en encorbellement est fortement concurrencé par un pont poussé (§ 3.4) ou un pont en ossature mixte (§ 3.7). Au-delà de 70 m, un tablier de hauteur variable devient plus économique et, en général, plus esthétique. Un tel type de tablier est intéressant économiquement jusqu'à 200 m de portée environ. La variation de hauteur permet d'adapter les dimensions des sections à l'intensité des sollicitations résultant de ce mode de construction particulier.

La variation de hauteur la plus courante est de type parabolique : c'est celle qui évoque le mieux le rythme des ponts anciens. Mais certains tabliers ont été conçus avec des travées de hauteur constante sur la majeure partie de leur longueur et de hauteur à variation linéaire, parabolique ou cubique au voisinage des piles.

Lorsque la hauteur du tablier est variable et lorsque toutes les travées intermédiaires sont de même portée  $L$ , la longueur optimale des travées de rive est de l'ordre de 0,58 à 0,60  $L$ . Si la hauteur du tablier est constante, cette longueur optimale est plutôt de l'ordre de 0,68 à 0,70  $L$ . Dans certains cas, il peut être intéressant de projeter un ouvrage avec des travées intermédiaires de portées différentes. Par exemple, lorsque l'on veut enjamber une grande brèche comportant un obstacle principal, des considérations d'ordre esthétique peuvent conduire à marquer le franchissement de cet obstacle par une travée plus longue que les autres, de hauteur variable comme les travées qui l'encadrent, raccordée à un tablier de hauteur constante comportant des travées plus courtes. La distribution des portées doit être étudiée de façon à respecter la cinématique de ce mode de construction (figure 21).

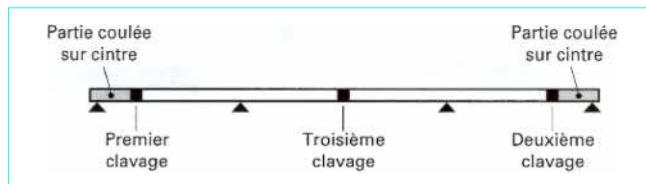


Figure 20 – Exemple de réalisation d'un pont à trois travées

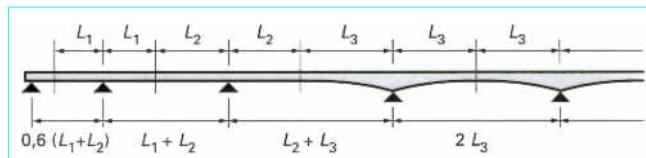


Figure 21 – Exemple de répartition de travées de longueurs différentes

Il arrive parfois qu'un pont à trois travées soit conçu avec des travées de rive de longueur inférieure aux longueurs optimales précédentes du fait de contraintes géométriques liées au site, d'origine fonctionnelle, voire architecturales. L'équilibre mécanique du tablier peut être assuré en « lestant » les travées de rive, en confectionnant les travées de rive en béton traditionnel et la travée centrale en béton léger, en dotant le pont de culées contrepoids, ou en combinant ces diverses méthodes. Quelle que soit la conception adoptée, le déséquilibre du tablier doit être franc : les réactions d'appui sur culées doivent être toujours de même sens pour des questions de bonne tenue des appareils d'appui dans le temps.

En général, le tablier repose sur chaque appui (pile ou culée) par l'intermédiaire d'une file transversale unique d'appareils d'appui et fonctionne donc comme une poutre continue sur appuis simples. On peut chercher à faire participer certaines piles à la reprise des efforts affectant le tablier en l'encastrant, partiellement ou totalement, sur celles-ci. L'encastrement partiel est obtenu en disposant, en tête des piles concernées, deux files transversales d'appareils d'appui en caoutchouc fretté ; l'encastrement total est obtenu en solidarisant le tablier à ses piles. Mais l'encastrement total du tablier suppose que les piles soient suffisamment souples pour ne pas entraver son raccourcissement élastique lors de l'application de la précontrainte de solidarisation entre les fléaux. Une solution pour conférer de la souplesse longitudinale aux piles consiste à les concevoir en forme de doubles voiles.

### 3.3.2 Morphologie et dimensionnement de la section transversale

Les tabliers de ponts construits en encorbellement sont des poutres-caissons. Alors que, par le passé, les sections possédaient couramment plus de deux âmes dès que la largeur du hourdis supérieur dépassait 13 à 14 m, la tendance actuelle est au caisson unicellulaire (donc à deux âmes). Pour les tabliers de grande largeur, la résistance à la flexion transversale des hourdis est obtenue en les dotant d'une épaisseur suffisante (et, parfois, d'une précontrainte transversale assez coûteuse) ou, de plus en plus souvent, de raidisseurs transversaux (nervures) en béton armé (figure 22).

Dans la plupart des cas, les voussoirs sont confectionnés en une seule phase. Mais il est arrivé que des tabliers aient été confectionnés en plusieurs phases dans le sens transversal. Par exemple, quelques ponts ont été conçus avec un caisson central relativement étroit (mais avec des âmes robustes), adapté à un équipage mobile de dimension non exceptionnelle, et des bras latéraux (continus ou discontinus) exécutés en seconde phase pour soutenir les larges encorbellements latéraux du hourdis supérieur.

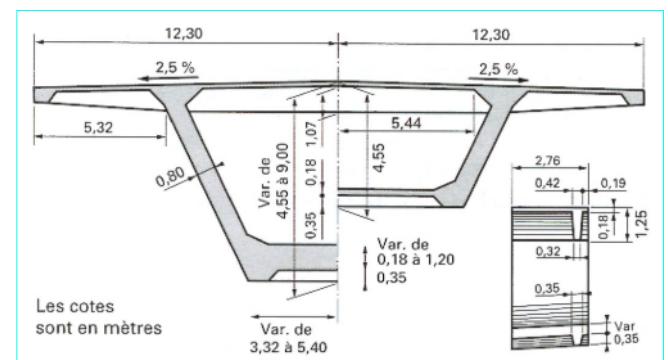


Figure 22 – Coupe transversale du pont de Chevrié (tablier en béton)

Pour le dimensionnement de caissons dont la largeur du houardis supérieur ne dépasse pas une quinzaine de mètres, on peut s'inspirer des données numériques de la figure 23.

### 3.3.3 Conception du câblage de précontrainte

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux familles de câbles : les câbles de fléau, mis en œuvre pendant la construction des fléaux (phase isostatique), et les câbles de continuité, mis en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux ou avec les parties coulées sur cintre des travées de rive. Dans les câblages traditionnels, tous les câbles des deux familles sont noyés dans le béton (figure 24a) tandis que dans les câblages récents, seuls les câbles de fléau et quelques câbles de continuité sont placés à l'intérieur du béton ; la plupart des câbles de continuité sont extérieurs au béton (figure 24b).

Même lorsqu'ils sont rectilignes, les câbles sont efficaces dans les ponts de hauteur variable car la ligne de précontrainte bénéficie de l'effet d'arc de la fibre moyenne. Mais on obtient une efficacité optimale en les déviant pour passer en partie haute du tablier au droit des appuis intermédiaires et en partie basse au milieu des travées. Une seule déviation peut être suffisante au voisinage de la clé des travées (grâce à deux entretoises rapprochées qui ne sont rien d'autres que des voiles de 60 à 80 cm d'apaissur), mais, le plus souvent, on dispose deux entretoises déviantes de façon à obtenir la réduction d'effort tranchant la plus avantageuse possible au voisinage des appuis intermédiaires.

Grâce à la précontrainte extérieure, les câbles de fléau n'ont pas besoin de « descendre » dans les âmes pour réduire efficacement l'effort tranchant. Ils sont donc ancrés dans les goussets supérieurs, ce qui permet de diminuer l'épaisseur des âmes compte tenu des règles de vérification actuelles vis-à-vis de l'effort tranchant.

Il est possible de concevoir des tabliers à voussoirs préfabriqués dont tous les câbles soient extérieurs au béton (les voussoirs étant maintenus par une précontrainte provisoire avant de recevoir leur précontrainte définitive) comme dans le cas du nouveau pont sur le Severn en Grande-Bretagne, mais une telle conception n'a pas encore fait la preuve définitive de son intérêt mécanique ou économique.

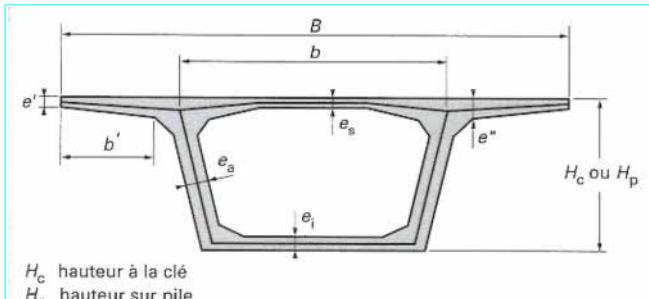
## 3.4 Ponts poussés en béton précontraint

### 3.4.1 Généralités

La méthode de construction des ponts en béton précontraint par poussage, directement inspirée du lancement des ponts métalliques, consiste à confectionner un tablier sur une rive ou sur les deux rives de la brèche à franchir, puis à le mettre en place sur ses appuis définitifs par déplacement longitudinal. Cette technique n'a pu se développer que grâce à la mise au point de plaques d'appui provisoires revêtues de *Teflon* ou de produits similaires, permettant le glissement avec un faible frottement. Elle présente de nombreux avantages : la construction « au sol » du tablier permet à la fois une meilleure organisation du travail, une plus grande sécurité pour le personnel d'exécution et une meilleure qualité, tant au niveau du bétonnage qu'à celui de la mise en tension des câbles de précontrainte. En permettant de s'affranchir de toute installation entre les appuis (cintre ou charpente), elle entre en concurrence directe avec les ponts métalliques ou les ponts construits en encorbellement de hauteur constante dans une gamme de portées allant de 50 à 70 m.

On distingue principalement deux types de ponts poussés (quelques ouvrages de grande longueur ont été construits en combinant ces deux types) :

— les ponts à trois travées construits par moitié sur chaque rive (**poussage bilatéral**), les deux moitiés étant ensuite poussées sur leurs appuis définitifs et solidarisées pour rendre le tablier continu ;



	Câblage traditionnel	Câblage extérieur
Élancement : tablier sur appuis simples ( $L$ portée principale)	$\frac{L}{H_p} = 16 + 0,25 \left( \frac{L}{100} \right)^4$ $\frac{L}{H_c} = 0,16 L + 22 - \frac{7,5}{(L/50)^3}$	
Élancement : tablier encastré sur piles ( $L$ portée principale)	$\frac{L}{H_p} = 16 + 0,25 \left( \frac{L}{100} \right)^4$ $\frac{L}{H_c} = 0,2 L + 25 - \frac{12,5}{(L/50)^3}$	
	$b = B/2 ; e'(\text{cm}) \geq 20 \text{ ou } 25 ; e'(\text{cm}) = b'(\text{cm})/5 \text{ à } b'(\text{cm})/7 ; e_s(\text{cm}) = b(\text{cm})/25$	
$e_i$ (cm) ( $\varnothing$ diamètre des conduits de précontrainte)	$\geq \max [18 \text{ cm} ; 3 \varnothing ; e_s/3]$ à la clé	$\geq \max [18 \text{ cm} ; e_s/3]$ à la clé
$e_a$ (cm)	$26 + \frac{L(\text{m})}{5}$ $\geq 36$ (câbles 12T13) $\geq 44$ (câbles 12T15) $\geq 59$ (câbles 19T15)	$\frac{L(\text{m})}{2,75} + 125 \frac{B}{L} - 12,5$

Figure 23 – Prédimensionnement d'un caisson unicellulaire

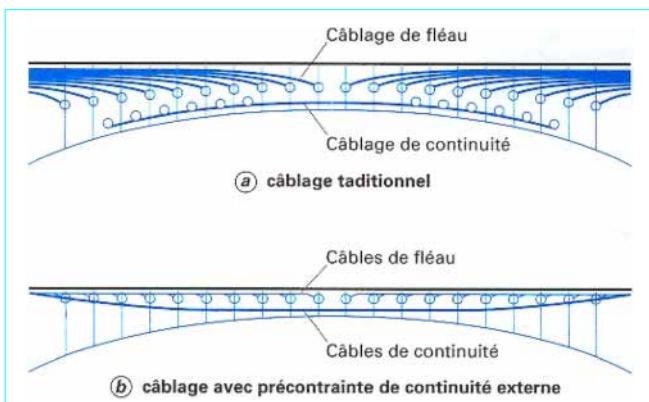


Figure 24 – Principe de câblage des ponts construits en encorbellement

— les ponts construits par tronçons successifs dans un atelier fixe sur l'une des rives et progressivement poussés sur les appuis définitifs (**poussage unilatéral**) : ils constituent, de loin, la famille la plus nombreuse.

L'application de la méthode du poussage exige qu'un certain nombre de conditions soient réunies : tablier de hauteur constante, tracé parfaitement rectiligne, ou rectiligne en plan et inscrit sur un

cercle en élévation, ou encore tracé inscrit sur une surface tronconique appropriée afin de conférer à l'ouvrage la courbure souhaitée tant en plan qu'en élévation. Les conditions sur la géométrie du tracé ont pour but d'éviter le développement d'efforts parasites plus ou moins contrôlables pendant l'opération de poussage. D'autre part, il faut pouvoir disposer, en arrière d'une (ou des) culée(s), d'une longueur suffisante pour aménager l'aire de fabrication du tablier : la demi-longueur de l'ouvrage, s'il s'agit d'un pont à trois travées mis en place par poussage bilatéral, ou une longueur comprise entre une et deux travées courantes s'il s'agit d'un pont mis en place par poussage unilatéral.

Le procédé de construction des ponts par poussage s'accommode, en principe, de nombreux types de tabliers : dalle, dalle nervurée, caisson uni ou multicellulaire. Mais les dalles, pleines ou élégies, à section rectangulaire ou dotées d'encorbellements latéraux, ne peuvent convenir que pour des portées déterminantes ne dépassant pas 20 à 25 m. Par ailleurs, les tabliers en dalle nervurée ont été progressivement abandonnés, malgré leur simplicité d'exécution, au profit des poutres-caissons du fait de leur faible rigidité à la torsion, de la médiocrité de leur rendement géométrique et des problèmes qu'ils posent pour l'entretien (visites) et l'exploitation (passage des réseaux de concessionnaires).

### 3.4.2 Ponts poussés bilatéralement

Les ponts en béton précontraint à trois travées mis en place par poussage bilatéral sans palées provisoires couvrent une gamme de portées déterminantes couramment comprises entre 30 et 60 m. Chaque moitié de l'ouvrage, analogue à un fléau de pont construit en encorbellement, est construite à l'arrière des culées, puis poussée : les demi-fléaux « avant », s'intégrant en phase définitive dans la travée centrale, sont ainsi amenés à enjamber, pendant le poussage, la travée de rive correspondante. C'est pourquoi la longueur  $L$  de la travée centrale est sensiblement égale au double de celle des travées de rive. La continuité du tablier est réalisée par bétonnage en place d'un « voussoir » de clavage, d'environ 1 m de longueur, au milieu de la travée centrale, puis par mise en tension des câbles de continuité.

La distribution des portées n'étant pas optimale vis-à-vis des sollicitations induites par les charges d'exploitation, il était d'usage, par le passé, de déniveler les appuis extrêmes pour maintenir positives les réactions d'appui sur culées en toutes circonstances et atténuer les effets des redistributions d'efforts par flage. Mais le contrôle des efforts instantanés, et surtout différés, induits par ces dénivellations était très délicat. De nos jours, on préfère adopter

une distribution des portées plus adéquate même si le câblage est un peu plus compliqué.

L'élançement du tablier est normalement compris entre 1/20 et 1/22 dans le cas d'un pont-route et de l'ordre de 1/15 à 1/16 dans le cas d'un pont-rail.

Dans les ponts récents, le câblage comprend des câbles de « fléau » situés dans le houdis supérieur et ancrés dans les goussets, des câbles rectilignes situés dans le houdis inférieur et des câbles de continuité extérieurs, au tracé trapézoïdal. Les câbles situés dans le houdis inférieur sont provisoires et règnent sur une longueur comprise entre la moitié et les deux tiers de la longueur de chaque demi-tablier : ils permettent de contre-carrer les effets des câbles de « fléau » pendant le poussage et, une fois le clavage réalisé, ils sont détendus.

### 3.4.3 Ponts poussés unilatéralement

Le tablier des ponts mis en place par poussage unilatéral est construit par tronçons successifs, de longueur unitaire constante, dans un atelier fixe situé en arrière d'une culée, et dans le prolongement de l'ouvrage. Dès que le béton d'un nouveau tronçon a atteint un niveau de durcissement suffisant, l'ensemble du tablier est déplacé par une translation longitudinale égale à la longueur du tronçon, puis, sur l'atelier ainsi dégagé, un autre est construit, et ainsi de suite jusqu'à l'achèvement de l'ouvrage.

Pour d'évidentes raisons pratiques, on s'efforce de donner aux tabliers des travées intermédiaires de même portée. Les travées de rive gagnent à être, si possible, plus courtes que les travées courantes, car, pendant le poussage, elles sont le siège de sollicitations importantes. Mais cette règle n'est pas impérative.

Si la gamme des portées courantes des ponts poussés unilatéralement va, en gros, de 40 à 60 m, il est possible de pousser des tabliers avec une ou plusieurs portées nettement plus grandes à l'aide de palées d'appui provisoires à condition qu'elles soient réalisables dans des conditions économiques acceptables et que leur déformabilité (horizontale et verticale) puisse être contrôlée efficacement.

#### 3.4.3.1 Dimensionnement de la section transversale

Le dimensionnement de la section transversale peut être effectué sur les mêmes bases que celui des ponts construits en encorbellement et suivant les indications du tableau 4.

Tableau 4 – Données pour le dimensionnement des ponts poussés

	Ponts-routes	Ponts-rails
Épaisseur du houdis supérieur (cm)	22 à 26	30
Épaisseur des âmes (cm) avec câblage de continuité extérieur pour les ponts-routes	Max $\left[ 30 ; 30 + \frac{(B \times L) - 500}{20} \right]$ avec $B$ (m) largeur du houdis, $L$ (m) portée déterminante	50 cm en zone courante 90 à 100 cm au voisinage des appuis
Élançement	$H/L = 1/12$ à $1/17$	$H/L = 1/12$ à $1/14$
Épaisseur équivalente (m)	$0,25 + 0,0088 L$ (pour $20 \text{ m} \leq L \leq 55 \text{ m}$ )	$0,40 + 0,01 L$ (pour $35 \text{ m} \leq L \leq 55 \text{ m}$ )
Pourcentage d'acières actifs	40 à 45 kg par $\text{m}^3$ de béton	65 à 70 kg par $\text{m}^3$ de béton
Pourcentage d'acières passifs	140 à 150 kg par $\text{m}^3$ de béton	140 à 150 kg par $\text{m}^3$ de béton

La forme de la base du caisson peut présenter quelques particularités liées au mode de construction. Par exemple, lorsque le caisson possède des âmes inclinées, on peut en évaser légèrement la base afin de favoriser le centrage des réactions des appuis provisoires (figure 25).

Lorsque le tablier est rectiligne en plan, avec un houdis supérieur à dévers constant (2,5 % par exemple), la solution la plus simple pour réaliser ce dévers consiste à donner aux âmes (qu'elles soient verticales ou inclinées) une hauteur différente. Par contre, lorsque l'ouvrage est courbe en plan, le dévers peut être plus important et il est préférable de conserver une section droite symétrique.

### 3.4.3.2 Câblage des ponts poussés

Dans l'ouvrage en service, le tracé de la ligne moyenne de la précontrainte doit être fortement sinuosaux, mais, au cours du poussage, la plupart des sections du tablier se trouvent successivement au droit d'une pile et au milieu d'une travée ; elles sont donc alternativement le siège de moments fléchissants et d'efforts tranchants de signes contraires, d'où la nécessité d'obtenir pendant cette phase une précontrainte dont la ligne moyenne s'écarte peu du lieu des centres de gravité des sections. D'une façon générale, la précontrainte d'un pont poussé est réalisée grâce à deux familles de câbles :

- les câbles de première phase (ou **câbles de « poussage »**), conférant au tablier la résistance requise pendant son déplacement ;
- les câbles de seconde phase (ou **câbles de « continuité »**), comprenant des câbles au tracé non rectiligne, des câbles chapeaux et des câbles bas en travée ; ils confèrent aux sections la résistance nécessaire vis-à-vis des sollicitations (flexion et effort tranchant) de service.

Dans les ouvrages de conception traditionnelle, certains câbles provisoires sont extérieurs et ancrés sur les entretoises, mais la majeure partie des câbles de première phase sont rectilignes et placés dans les plans médians des houdis (figure 26). Compte tenu du mode de construction par tronçons, ils sont constituées de segments mécaniquement raccordés les uns aux autres par des organes de couplage ou par recouvrement à travers des bossages formant surépaisseurs des âmes et/ou des houdis. Les règles de conception actuelles imposent qu'en toute section moins de la moitié des câbles soient raccordés par coupleurs pour éviter certains désordres spécifiques.

Les sollicitations de poids propre pendant la phase de construction gouvernent largement le dimensionnement des tabliers poussés. Il est donc logique de les alléger au maximum, et la précontrainte extérieure fournit une solution efficace dans la mesure où elle permet de réduire l'épaisseur des âmes qui ne contiennent donc pas de câbles.

Une fois installé sur ses appuis définitifs, un pont poussé est une poutre continue sur appuis simples. La précontrainte de première phase est d'une efficacité médiocre, voire néfaste lorsqu'elle apporte des contraintes de compression d'intensité trop élevée s'ajoutant à celles résultant des sollicitations dues au fonctionnement normal de la structure en service. Les câbles les plus intéressants passent en partie supérieure du caisson au voisinage des appuis intermédiaires et descendant dans les régions inférieures de la poutre-caisson dans les travées. Lorsqu'ils sont noyés dans les âmes (conception traditionnelle), on les appelle « câbles ondulés » : ils règnent généralement sur deux travées consécutives. Lorsqu'ils sont extérieurs, on leur confère un tracé trapézoïdal avec seulement deux entretoises déviatrices intermédiaires (pour ne pas trop alourdir la structure) situées au voisinage des quarts de portée afin d'optimiser les effets de la précontrainte tant du point de vue des moments de flexion que de celui de l'effort tranchant.

On a construit, dans un passé récent, des ouvrages dotés d'une précontrainte totalement extérieure. Mais l'intérêt économique d'une telle solution n'a pas été prouvé, et l'intérieur du tablier est bien encombré même si les câbles employés sont de forte puissance (par exemple, 19T15S).

La principale innovation dans le câblage des ponts poussés a été de réaliser la précontrainte de première phase à l'aide de câbles (définitifs) au tracé trapézoïdal et de « contre-câbles » (provisoires) épousant un tracé symétrique du précédent par rapport au plan horizontal contenant la fibre moyenne : la somme des effets de ces deux groupes de câbles fournit un effort normal centré.

Les principes de câblage actuellement adoptés conduisent à l'une ou l'autre des deux conceptions décrites de façons synthétiques dans le tableau 5.



Figure 25 – Géométrie du bas de caisson d'un pont poussé à âmes inclinées



Figure 26 – Position traditionnelle des câbles de poussage

Tableau 5 – Câblage des ponts poussés : récapitulatif

Câbles de poussage	Câblage final	Commentaires
Câbles rectilignes définitifs intérieurs + Câbles rectilignes démontables intérieurs ou extérieurs	Câbles rectilignes définitifs intérieurs + Câbles trapézoïdaux définitifs extérieurs	Conception très simple, mais un peu consommatrice de précontrainte en première phase
Câbles rectilignes définitifs intérieurs + Câbles rectilignes démontables intérieurs et/ou extérieurs + Câbles trapézoïdaux définitifs extérieurs + Contre-câbles trapézoïdaux extérieurs démontables	Câbles rectilignes définitifs intérieurs + Câbles trapézoïdaux définitifs extérieurs + Câbles chapeaux et câbles bas en travée définitifs intérieurs	Conception et réalisation plus complexes. Optimisation de la précontrainte en cas de réemploi des contre-câbles provisoires (pour confectionner les câbles chapeaux et les câbles bas en travée) à condition de limiter leur tension à $0,7 f_{prg}$ (avec $f_{prg}$ valeur garantie de la contrainte maximale à rupture)

Ces deux conceptions sont illustrées sur la figure 27. À noter que certains câbles rectilignes définitifs peuvent être extérieurs, mais les câbles intérieurs ne gênent en rien l'exécution des hourdis et, s'ils sont correctement injectés, ils offrent une bonne garantie de résistance à la rupture du tablier.

Les contraintes de cisaillement dans les âmes, pour une épaisseur donnée, peuvent dépasser les contraintes limites dans des zones relativement localisées. Il ne serait pas alors judicieux de les épaisser sur toute la longueur de l'ouvrage : on peut recourir à une précontrainte verticale dans les zones en question, réalisée le plus souvent à l'aide de monotorons (environ 160 kN de force utile) au tracé en forme de boucle de manière que les deux ancrages actifs se trouvent dans le hourdis supérieur.

### 3.5 Autres méthodes de construction des ponts en béton précontraint

Les autres méthodes de construction des ponts en béton précontraint sont :

- la construction sur cintre autolanceur ;
- la construction à l'avancement.

La construction sur cintre autolanceur consiste à confectionner un ouvrage par travées entières dans un cintre suspendu à une structure métallique porteuse. Cette structure est appuyée, vers « l'arrière », sur l'extrémité du tablier déjà exécuté et, vers « l'avant » sur une pile (ou une culée). Lorsque le béton de la nouvelle travée a durci et a été mis en précontrainte, le cintre est déplacé pour franchir la travée suivante à l'aide d'un avant-bec métallique facilitant l'accostage sur une nouvelle pile.

On distingue les cintres autolanceurs « par-dessus », qui portent les coffrages au moyen de suspentes, des cintres « par-dessous » dans lesquels les coffrages sont fixés aux éléments porteurs. Le tablier peut être une dalle nervurée, mais plus généralement une poutre-caisson.

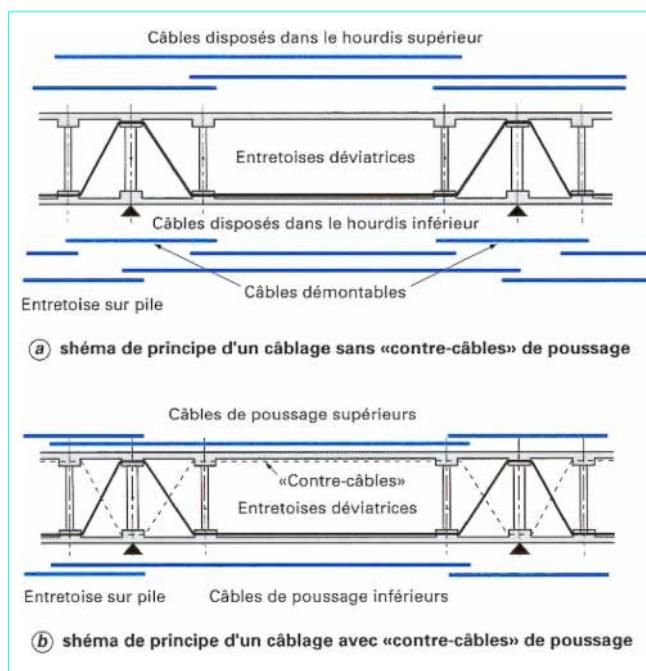


Figure 27 – Le câblage des ponts poussés

Ce procédé de construction fut à la mode dans les années 60 à 70 pour des ouvrages longs et de portées situées dans la gamme 40 à 50 m. En France, il est pratiquement abandonné en raison du faible nombre d'ouvrages susceptibles d'être concernés et du coût d'un cintre autolanceur.

La méthode de construction à l'avancement consiste à confectionner un tablier de pont à l'aide de voussoirs préfabriqués en appliquant la précontrainte en fin d'assemblage de chaque travée. Les voussoirs sont provisoirement fixés les uns aux autres à l'aide de barres de précontrainte, la flexion de la travée étant reprise soit par un cintre si elle est de portée modérée, soit par un haubanage provisoire, avant de recevoir la précontrainte définitive. L'expérience montre que cette technique demande des moyens d'exécution relativement légers, mais une maîtrise parfaite des efforts et des déformations en cours de construction. Pour cette raison, elle est d'un emploi assez rare.

### 3.6 Ponts en arc et à bêquilles

Par le passé, de nombreux ouvrages appartenant à l'une ou à l'autre de ces deux familles ont été conçus en acier. Mais la méthode de construction en encorbellement a donné au matériau **béton** une compétitivité inégalable. **Les développements qui suivent ne concernent**, pour cette raison, **que les ponts confectionnés dans ce dernier matériau**.

Les arcs et les ponts à bêquilles sont des structures parmi les mieux adaptées au franchissement de vallées encaissées ou de gorges profondes.

#### 3.6.1 Ponts en arc

##### 3.6.1.1 Morphologie générale

Un pont en arc est avant tout une poutre courbe, portant un tablier, à fibre moyenne de géométrie circulaire ou parabolique et à réactions d'appui obliques nécessitant un sol de fondation d'excellente résistance. L'arc proprement dit est en béton armé, parfois légèrement précontraint. Ses dimensions d'ensemble sont caractérisées par son ouverture  $L$ , mesurée entre ses naissances, et sa flèche  $f$ , qui représente la distance entre la ligne joignant ses naissances et le point le plus haut de la fibre moyenne (figure 8). La valeur moyenne du rapport  $L/f$  est voisine de 6 : elle varie, dans les projets réels, de 5 à 8.

On distingue les ponts dont le tablier est placé au-dessus de l'arc (arcs à tablier supérieur) et ceux dont le tablier est placé au-dessous de l'arc (arcs à tablier suspendu ou intermédiaire). Les premiers sont les seuls à s'accorder de la méthode de construction en encorbellement.

Les arcs sont souvent encastrés à leurs naissances afin de limiter leurs déformations sous l'effet du flUAGE du béton. Toutefois, dans le cas des arcs de grande ouverture, un dispositif de vérinage est prévu à la clé permettant de compenser, à la construction, les effets du raccourcissement instantané produit par la mise en charge de l'arc ainsi qu'une partie des déformations différences futures.

L'arc proprement dit est le plus souvent :

- un **caisson**, aux faces latérales traitées architecturalement (section uni- ou multicellulaire), pour les grandes ouvertures ( $> 150$  m), d'épaisseur  $H$  telle que  $L/H \approx 60$  ;
- constitué de **poutres pleines entretoisées** pour les ouvertures moyennes (100 à 150 m) ;
- une **dalle à nervures latérales** pour les faibles ouvertures ( $< 100$  m).

Le tablier est une dalle armée ou précontrainte, dotée ou non de nervures, ou un tablier à poutres précontraintes de 15 à 40 m de portée (distance entre pilettes). Mais on peut également envisager

un tablier en ossature mixte (pont de la Rance) ou une poutre-caisson mise en place par poussage (pont de Trellins) bien que, dans ce dernier cas, la technique de mise en œuvre engendre une dissymétrie dans les efforts en cours de construction dont le contrôle peut être délicat et la gestion coûteuse.

### 3.6.1.2 Méthode de construction

Par le passé, les arcs étaient construits sur un cintre, véritable pont provisoire, le plus souvent en bois, sur lequel était confectionné l'ouvrage définitif. Après la Seconde Guerre mondiale, le coût des cintres devint prohibitif et la technique des arcs fut abandonnée pendant de nombreuses années jusqu'à ce que l'utilisation de haubans provisoires et la construction en encorbellement leur permettent de retrouver leur place dans la panoplie des solutions pour le franchissement de grandes brèches.

Le haubanage peut être direct ou à triangulation. Le haubanage direct consiste à retenir, pendant la phase de construction, les voussoirs constitutifs de l'arc à l'aide de câbles ancrés au rocher, ou dans des culées appropriées, en prenant appui sur les piles principales (éventuellement surélevées en phase provisoire), c'est-à-dire les piles situées au voisinage des naissances de l'arc, ou sur des pylônes auxiliaires provisoires (figure 28). Les voussoirs, d'une longueur comprise entre 3 et 7 m, peuvent être haubanés individuellement ou par groupes de deux ou trois.

La triangulation consiste à maintenir une tranche d'arc comprise entre deux pilettes au moyen d'une diagonale (câbles et/ou profilés métalliques), remontant les efforts de poids propre en tête de la précédente pilette. Cette dernière est, elle-même, maintenue par un système de tirants ramenant les efforts vers l'arrière (culée ou ancrage au rocher).

Une autre méthode a été employée plus récemment, consistant à exécuter chaque demi-arc « à la verticale » à l'aide de coffrages grimpants, puis à rabattre les deux demi-arc dans leur position définitive par rotation autour d'articulations provisoires situées à leur naissance, tout en les maintenant à l'aide de dispositifs de retenue appropriés pendant la phase de basculement.

### 3.6.2 Ponts à bêquilles

Comme les arcs, les ponts à bêquilles peuvent fournir une élégante solution ou franchissement de vallées encaissées. Le tablier des ponts à bêquilles est une poutre continue à trois travées reposant sur deux piles inclinées, généralement articulées sur leur fondation et dotées d'un système de vérinage à la base pour permettre un réglage de leur écartement durant la vie de l'ouvrage (figure 10). Elles peuvent être à fût unique lorsque les effets du vent latéral en cours de construction ne sont pas très importants, ou à double fût avec inclinaison modérée (10 à 20°) des deux fûts normalement au plan médian de l'ouvrage lorsque se posent des problèmes de stabilité sous l'action du vent transversal en construction, ou pour des raisons architecturales.

Dans le plan médian de l'ouvrage, l'inclinaison des bêquilles est généralement proche de 45°. Le tablier est une poutre de hauteur variable dès que la portée centrale ( $L'$ ) est importante (au-delà de 60 m). Il s'agit, le plus souvent, d'une poutre-caisson. Les bêquilles sont également des poutres-caissons afin de diminuer leur poids propre. Les hauteurs du tablier sur appui et à la clé sont sensiblement identiques à celles d'un tablier construit classiquement en encorbellement et encastré sur des piles verticales ( $L'/17$  sur appui,  $L'/35$  à  $L'/40$  à la clé).

En général, on construit les bêquilles et les travées de rive sur cintre. Puis, dans sa partie centrale, le tablier est construit en encorbellement de façon classique. Les variantes portent principalement sur la méthode d'appui du tablier en phase provisoire. En général, les bêquilles sont appuyées sur des palées provisoires verticales, mais on a construit et maintenu de façon un peu plus acrobatique des bêquilles à l'aide d'un haubanage provisoire.

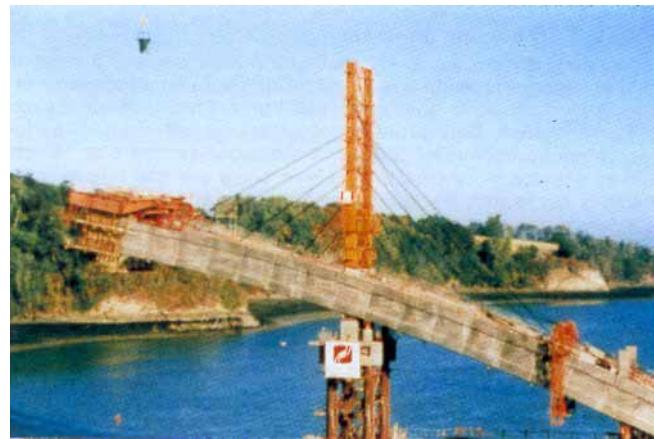


Figure 28 – Pont en arc sur la Rance (doc. Campenon Bernard)

## 3.7 Ponts métalliques

En bénéficiant des progrès constants accomplis dans la fabrication d'acières de caractéristiques mécaniques élevées, régulières et garanties par des normes, dans l'amélioration des techniques d'assemblage et dans les méthodes de montage, la construction métallique possède d'incontestables atouts liés à l'excellent rapport poids/performance du matériau, à la fabrication de pièces en atelier dans des conditions optimales pour l'obtention de la qualité et à des processus de montage rapides. La baisse graduelle du prix de l'acier et la hausse des coûts de main-d'œuvre ont conduit les ingénieurs à simplifier au maximum la conception des structures, voire à abandonner certains types d'ouvrages. Cette forte tendance à la simplification a largement orienté la conception des ponts vers les ossatures mixtes constituées par une dalle en béton armé associée à deux ou plusieurs poutres métalliques en I.

### 3.7.1 Différentes parties d'un pont métallique

Il est d'usage de distinguer (figure 29) la couverture (qui reçoit directement les charges d'exploitation) du système porteur comprenant les poutres principales, les éventuelles poutres secondaires longitudinales (longerons) et les poutres transversales (entretoises ou pièces de pont).

#### 3.7.1.1 Couvertures

De nos jours, les couvertures les plus courantes sont les **dalles en béton armé participantes**, parfois dotées d'une précontrainte transversale, et les **dalles orthotropes**. La liaison des dalles en béton aux poutres métalliques est assurée par des connecteurs principalement constitués par des cornières ou des goujons verticaux soudés sur les semelles supérieures des poutres.

Les dalles orthotropes (figure 30) sont constituées d'une tôle continue, encore appelée **tôle de platelage** ou **tôle de roulement**, de 12 ou 14 mm d'épaisseur minimale, raidie selon deux directions perpendiculaires : par des pièces de pont dans le sens transversal et par des raidisseurs équidistants (plats, cornières, augets) dans le sens longitudinal. En France, on utilise surtout les raidisseurs en forme d'augets élaborés à partir de plats de 6 ou 8 mm d'épaisseur, espacés de 60 cm d'axe en axe. L'avantage essentiel de la dalle orthotrope par rapport à une dalle en béton, outre sa rapidité de montage, réside dans sa légèreté, mais elle est coûteuse et son domaine d'emploi est plutôt réservé aux ponts de grande portée (où le gain de poids est particulièrement intéressant), aux ponts de moyenne portée, lorsque les conditions de gabarit exigent un ouvrage très élancé, et aux viaducs métalliques démontables.

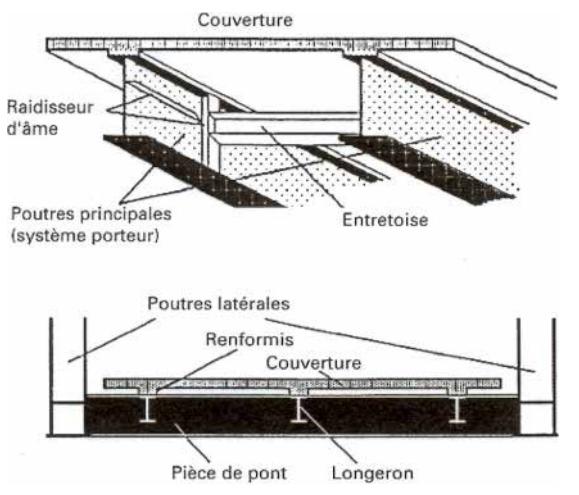


Figure 29 – Différentes parties d'un pont métallique

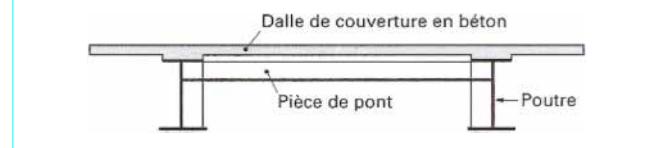


Figure 31 – Coupe schématique d'un tablier à pièces de pont

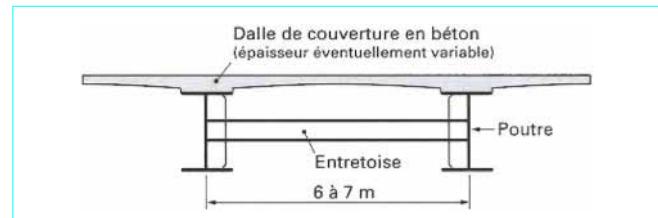


Figure 32 – Coupe schématique d'un tablier à entretoises

Dans le but d'en diminuer le poids, la dalle de couverture peut être précontrainte transversalement (monotorons T15S au pas de 20 à 60 cm) lorsque sa largeur dépasse 17 à 18 m (les connecteurs sont alors de type « à friction »).

### 3.7.2.2 Ponts à poutres en forme de caissons

On recourt aux caissons lorsqu'il est nécessaire de disposer d'une section fermée pour résister à la torsion. Ce cas se présente notamment lorsque le tracé en plan de l'ouvrage est courbe, ou lorsqu'il est nécessaire d'avoir des appuis intermédiaires ponctuels afin de limiter l'emprise des piles (site urbain, voies ferrées, etc.). Une section rigide à la torsion peut être nécessaire également pour faciliter la mise en place de grandes travées.

Par ailleurs, les caissons offrent une bonne résistance à la corrosion (les surfaces extérieures sont lisses et les surfaces intérieures protégées) et une esthétique agréable due à des volumes nets. Mais ils sont, sauf exception, plus coûteux que les poutres en I car ils nécessitent une plus grande quantité d'acier et des opérations d'usinage plus lourdes. Ils ne sont compétitifs que s'ils peuvent être entièrement préfabriqués en atelier puis transportés sur le site d'un seul tenant, ce qui implique une largeur nette inférieure à 5 m.

La dalle en béton armé s'appuie seulement sur les parois du caisson si celui-ci n'est pas trop large, ou simultanément sur les parois du caisson et sur les éléments transversaux dans le cas contraire. Si le tablier est très large, il peut être avantageux de prévoir plusieurs caissons de taille réduite afin de diminuer la quantité d'acier des semelles inférieures.

L'élançement d'une poutre-caisson mixte dépend de la largeur de la plate-forme : il est de l'ordre de 1/36 pour un tablier de hauteur constante et de 12 m de largeur.

### 3.7.2.3 Ponts à poutres latérales à âme pleine

Les tabliers dont les ossatures latérales sont des poutres à âmes pleines ne présentent un intérêt économique que dans le cas des ponts-rails, dans une gamme de portées allant de 6 à 25 m pour les ponts à poutres latérales basses et jusqu'à 50, voire 60 m, pour les ponts à poutres latérales hautes. Les premiers sont souvent employés pour remplacer d'anciens tabliers à poutres jumelles. Les seconds sont toujours constitués de poutres reconstituées solidarisées à un tablier en poutrelles enrobées. Leur aspect peut être particulièrement ingrat s'il n'est pas traité avec beaucoup de soin ; c'est pourquoi, on place généralement les passages de service du côté extérieur des poutres pour rompre leur monotonie par les zones d'ombre qu'ils créent.

### 3.7.2.4 Aspects techniques particuliers des ponts à poutres en I

Les ponts à poutres sous chaussée s'adaptent facilement à un biais géométrique ou à un tracé en plan courbe. Dans le premier cas, les pièces de pont et les entretoises sont souvent disposées perpendiculairement aux poutres principales, à l'exception des entretoises d'about, pour ne pas augmenter leur portée et éviter de compliquer leur assemblage. Dans le second cas, on peut soit disposer des poutres droites et jouer sur la géométrie en plan de la dalle de couverture, soit utiliser des poutres courbes, dont la réalisation n'est guère compliquée si leur courbure est constante.

Le contrôle de la fissuration des dalles en béton, phénomène naturel, est un problème qu'il convient de traiter avec attention en respectant quelques règles de l'art portant essentiellement sur la qualité du béton (compacité, teneur en eau, fluidifiants, etc.) et sur le processus de mise en œuvre (coulage continu sur toute la longueur pour les ponts d'importance moyenne, sinon coulage par phases longitudinales successives combiné avec des dénivellations d'appui appropriées). Cette fissuration résulte non seulement des contraintes de traction apparaissant dans les zones de moment négatif, mais également du retrait au jeune âge du béton (retrait thermique et retrait endogène).

Lorsque les délais d'exécution sont courts, il est possible de prévoir des dalles préfabriquées qui reposent sur les membrures supérieures des poutres par l'intermédiaire de renforts et dont les joints sont coulés à l'avancement, mais cette solution est de réalisation délicate.

Si on appelle  $L$  la portée déterminante, l'élancement des poutres métalliques en I dans les ponts-routes est de l'ordre de 1/22 à 1/25 en travée indépendante, 1/28 en travées continues de hauteur constante. Si la hauteur est variable, l'élancement sur pile est de l'ordre de 1/27 et l'élancement en travée est de l'ordre de 1/30, mais il peut atteindre sans peine 1/35, voire 1/40. Avec les notations de la figure 33, la largeur  $b_s$  de la semelle supérieure et la largeur  $b_i$  de la semelle inférieure peuvent être estimées par les formules moyennes suivantes, lorsque  $L$  varie de 30 à 100 m :

$$b_s \text{ (mm)} = \frac{1}{7} (40L + 1\,600)$$

$$b_i \text{ (mm)} = 10L + 200$$

L'épaisseur de l'âme, notée  $t_w$ , est presque toujours supérieure ou égale à 12 mm afin de limiter le nombre de ses raidisseurs, et il est conseillé de s'assurer que la contrainte de cisaillement moyenne due à l'effort tranchant  $V$  calculé sous sollicitations de service est telle que  $\frac{V}{dt_w} \leq 100 \text{ MPa}$ . Pour éviter tout risque de voilement, le rapport de la largeur  $b$  d'un voile à son épaisseur  $t$  doit satisfaire à la condition :

$$\frac{b}{t} \leq 0,9 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

avec  $E$  module d'élasticité de l'acier,  
 $f_y$  sa limite d'élasticité.

### 3.7.3 Ponts à platelage orthotrope

Le domaine d'emploi de la dalle orthotrope est celui des (très) grandes portées (supérieures à 120 m), des grands élancements, des ponts mobiles et celui des ouvrages où la rapidité de montage est prépondérante.

Pour un pont symétrique à trois travées et sans contraintes particulières, la longueur des travées de rive peut être comprise entre 0,4 et 0,6 fois celle de la travée centrale. Le choix entre la hauteur variable et la hauteur constante dépend essentiellement des contraintes naturelles du projet ou de considérations d'ordre esthétique. Mécaniquement, la hauteur variable n'est pleinement justifiée qu'au-delà d'une portée déterminante de l'ordre de 150 m.

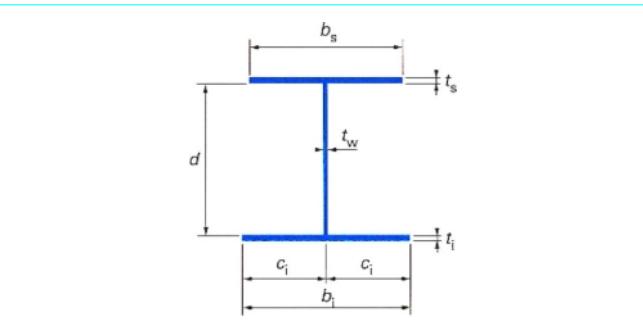


Figure 33 – Section de poutre métallique

Les tabliers à dalle orthotrope sont constitués soit par deux poutres, soit par un caisson à deux âmes. Dans le premier cas, il convient d'espacer au maximum les axes des poutres de façon à utiliser l'effet de membrane de la dalle. Par contre, si la structure porteuse est un caisson, il peut être intéressant de donner une grande largeur aux encorbellements latéraux afin d'économiser les parties de tête comprises entre les âmes.

En ce qui concerne les élancements moyens, il n'y a pratiquement pas de différence entre un tablier à caisson et un tablier à poutres. En travée isostatique, cet élancement est proche de 1/30. Pour un pont continu, l'élancement moyen est également de l'ordre de 1/30 en hauteur constante. Il est compris entre 1/25 et 1/30 sur pile, 1/40 et 1/50 au milieu des travées principales.

### 3.7.4 Fatigue dans les ponts métalliques

Les charges dues au trafic routier ou ferroviaire induisent dans les tabliers de ponts des cycles d'intensité et de fréquence élevées ; ils sont donc potentiellement susceptibles de s'endommager en fatigue. Les charges transmises par les roues des véhicules aux éléments d'un tablier de pont ont un caractère dynamique dû à leurs masses suspendues, aux irrégularités de la chaussée ou de la voie et à la réponse dynamique du tablier. En général, l'amplification dynamique est la plus forte au voisinage des discontinuités de la surface de roulement, par exemple près des joints de dilatation aux extrémités d'un pont-route.

Les tabliers de ponts-routes à dalle orthotrope sont particulièrement concernés par l'endommagement en fatigue. Ceux qui furent conçus et construits dans les années cinquante à soixante ont prouvé leur bon comportement et leur durabilité pendant plus de 20 ans. Le concept de pont en caisson dans lequel la couverture orthotrope est associée au fonctionnement d'ensemble de la structure a conduit à des réductions considérables de poids, mais les effets de la fatigue ont été parfois sous-estimés par le passé. Ainsi, dans quelques ponts où les assemblages soudés des cadres transversaux avec les raidisseurs transversaux des âmes des poutres principales ne respectaient pas les règles de conception à la fatigue, des fissures furent découvertes, notamment dans les endroits où, du fait de la présence de raidisseurs rigides ou de diaphragmes, la flexibilité de la couverture orthotrope sous l'effet des charges de trafic subissait une discontinuité brutale, d'où des actions dynamiques (chocs) amplifiant des variations de contraintes locales répétées.

De nos jours, les ponts métalliques sont vérifiés vis-à-vis de la fatigue en effectuant de façon directe ou indirecte un calcul d'endommagement à l'aide de la règle de Palmgren-Miner (cf. article *Projet et construction de routes* [C 5 500] dans ce traité) et d'un histogramme des variations de contraintes réelles déduit d'un enregistrement de trafic représentatif, ou en utilisant une méthode simplifiée basée sur l'usage d'un convoi unique spécialement calibré pour qu'un seul passage de ce convoi sur le pont induise une variation de contrainte représentative des effets du trafic réel. Dans la pratique, les normes fournissent une classification des détails sensibles à la fatigue (figure 34a) par référence à des courbes, appelées courbes de Wöhler, reliant chaque étendue de variations de contraintes au

nombre de cycles entraînant la rupture, avec certaines marges de sécurité non apparentes (figure 34b).

Les conséquences de la prise en compte de la résistance à la fatigue portent essentiellement sur le dimensionnement des poutres principales des ouvrages de faible ou de moyenne portée, notamment au niveau de l'assemblage des montants d'âme verticaux sur les semelles inférieures à mi-portée des travées et dans les zones faiblement sollicitées en flexion.

## 3.8 Ponts à câbles

Les structures les plus adaptées pour franchir de très grandes portées sont les structures à câbles, c'est-à-dire des structures souples, susceptibles de se déformer suffisamment pour reporter les efforts qui leur sont appliqués à des parties possédant une meilleure aptitude à leur résister et, en définitive, à les transmettre au sol. Dans les ponts à câbles, le tablier joue principalement le rôle d'un plancher transmettant les efforts qu'il reçoit à des structures d'appui par un système de câbles d'acier. Les deux grandes familles de ponts à câbles sont les ponts suspendus et les ponts à haubans.

### 3.8.1 Ponts suspendus

Dans la famille des ponts suspendus, les ponts symétriques à trois travées avec câbles porteurs paraboliques continus et ancrés dans des massifs indépendants sont les plus courants (figure 35). Le plus grand pont suspendu français est le pont de Tancarville (1959 ; 608 m de portée centrale) et le record du monde est le pont Akashi Kaikyo au Japon, avec une portée centrale de 1 990 m environ. Le tablier est accroché, de façon quasiment continue, par des suspentes à une paire de câbles porteurs paraboliques. Sous l'effet des charges verticales directes, il tend à s'abaisser, ce qui met en tension les suspentes et ces dernières reportent les charges aux câbles porteurs en les tendant à leur tour.

Pour d'évidentes raisons de limitation du poids propre, et compte tenu de la gamme des portées couverte par ce type d'ouvrage, le tablier des ponts suspendus est toujours en acier. Que sa structure soit triangulée ou de forme tubulaire, il est soigneusement étudié vis-à-vis des problèmes de stabilité aéro-élastique.

Le coût des ponts suspendus est largement tributaire de celui des massifs d'ancrage des câbles porteurs, qui peut être gigantesque si le sol naturel n'est pas un rocher résistant. Pour réduire ce coût, certains ingénieurs eurent l'idée d'ancrer directement les câbles porteurs sur le tablier en ses extrémités (ponts « autoancrés »). Mais une telle conception présente deux inconvénients majeurs. Tout d'abord, le tablier est fortement comprimé par la tension des câbles qu'il ancre, ce qui n'est pas, en principe, à rechercher dans le cas d'un tablier en acier. D'autre part, alors que dans les ponts à massifs d'ancrage le montage progressif du tablier est relativement aisé à l'aide des câbles porteurs, il nécessite, dans ce deuxième cas, un échaufaudage général qui porte le tablier pendant sa confection jusqu'à l'accrochage des câbles ou la création d'ancrages extérieurs provisoires auxquels sont fixés les câbles utilisés comme blondins jusqu'en fin de construction.

### 3.8.2 Ponts à haubans

#### 3.8.2.1 Généralités

L'idée de soutenir une travée à l'aide de haubans semble assez ancienne. Mais le double rôle des haubans (appui par « en dessus » du tablier grâce à la composante verticale de leur tension, pré-contrainte grâce à la composante horizontale de cette même tension) fut mis en évidence pour la première fois dans le cas du pont-

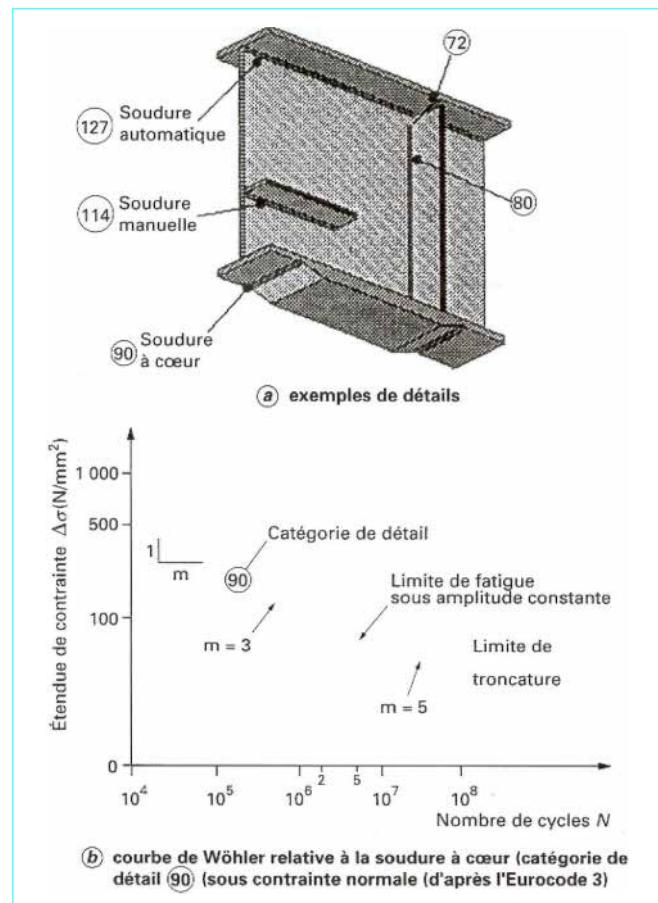


Figure 34 – Poutre métallique



Figure 35 – Pont suspendu de Tancarville (doc. JAC)

aqueud de Tempul, en Espagne, construit en 1926 par E. Torroja. En 1946, Caquot remet en application ces idées pour construire le premier pont routier moderne à haubans, à tablier en béton armé, sur le canal d'aménée de l'aménagement hydroélectrique du Rhône à Donzère-Mondragon. La construction de ponts à haubans de conception moderne se développe rapidement après la Seconde

Guerre mondiale, d'abord avec des tabliers métalliques puis, grâce à R. Morandi, avec des tabliers en béton.

À l'origine, tous les ponts à haubans possédaient des tabliers rigides et un nombre limité de haubans de forte puissance. La grande évolution viendra du développement du haubanage multiple : cette conception, facilitée par un meilleur contrôle des efforts grâce à l'apparition de programmes de calcul performants, s'appliquera remarquablement aux ponts à tablier en béton précontraint car elle se révélera bien adaptée au mode de construction en encorbellement. Le haubanage multiple s'imposera également pour des raisons esthétiques, par la transparence qu'il confère à la structure porteuse.

Actuellement, il est clair que les ponts à haubans font reculer le domaine d'emploi des ponts suspendus : la limitation à l'accroissement de leur portée déterminante est seulement liée aux questions de stabilité aéroélastique. Les deux plus grands ponts à haubans actuels sont le pont de Normandie (856 m de portée centrale) (figure 36) et le pont sur la rivière Tataru au Japon (890 m). Mais des études poussées permettent d'ores et déjà de penser que l'on construira, dans un proche avenir, des ponts à haubans allant jusqu'à 1 500 m de portée déterminante.

### 3.8.2.2 Éléments de conception de la suspension

Les ponts symétriques à trois travées constituent la famille de ponts haubanés la plus nombreuse. Le rapport entre les longueurs de la travée de rive et de la travée centrale, influant fortement sur les variations de contraintes dans les haubans, est voisin de 0,4. La forme des pylônes est essentiellement dictée par la largeur du tablier, le tirant d'air dégagé par celui-ci et le choix du mode de suspension (latérale ou axiale).

Le choix d'un type de suspension, se répercutant directement sur la conception des pylônes, n'obéit à aucune règle mathématique : il dépend de considérations à la fois techniques et esthétiques. Compte tenu de la complexité du problème et de la variété des conceptions possibles, nous nous bornerons à formuler quelques idées générales.

■ Une **suspension axiale** n'est envisageable, en tout état de cause, que dans le cas d'une voie portée comprenant un terre-plein central (ou une bande centrale) permettant d'implanter un pylône à mât unique. Il faut alors que le tablier soit suffisamment rigide vis-à-vis de la torsion (poutre-caisson) pour reprendre les efforts dus à un chargement dissymétrique ; il ne faut donc pas qu'il soit de largeur exceptionnelle (inférieure à 20 m, pour fixer un ordre de grandeur). Ceci étant, les ponts à suspension axiale sont de grande qualité esthétique car la présence d'une seule nappe de haubans permet, par rapport à une suspension bilatérale, d'éviter tout croisement optique disgracieux des câbles. Par ailleurs, la présence d'un mât central élancé confère à l'ouvrage une intéressante impression de légèreté.

■ Une **suspension bilatérale** est, *a priori*, adaptée :

— aux ponts de portée moyenne : pour les tabliers de largeur modérée (par exemple, inférieure à 15 m), les pylônes sont constitués de deux mâts verticaux indépendants, et la suspension est constituée de deux nappes quasi verticales en forme de harpe, d'éventail ou de semi-éventail ; pour les tabliers de grande largeur, les pylônes peuvent être constitués de deux mâts verticaux reliés par une poutre de contreventement transversale ou, plus fréquemment, de deux mâts inclinés en forme de A, de V ou de Y renversés ;

— aux ponts de grande à très grande portée, pour bénéficier de la rigidité naturelle qu'elle confère (vis-à-vis des chargements dissymétriques et de la stabilité aéroélastique qui devient déterminante dans ce cas). Le pylône, de grande hauteur, est quasi systématiquement en forme de Y renversé, les haubans étant ancrés dans la partie verticale du Y.

■ Une disposition des haubans en forme de harpe, d'aspect très harmonieux, est surtout adaptée à une suspension axiale ou à une

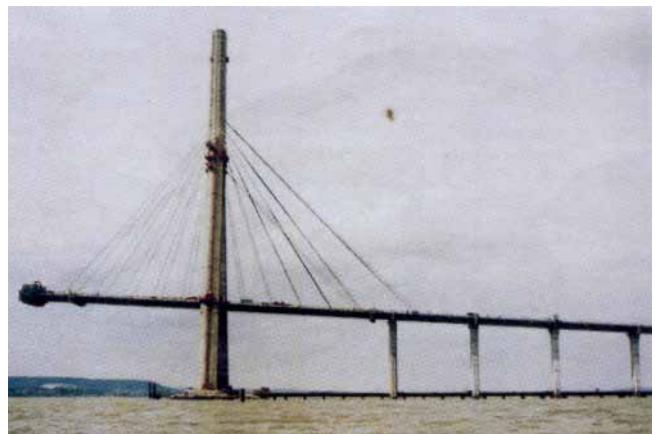


Figure 36 – Pont de Normandie en cours de construction  
(doc. Campenon Bernard)

suspension bilatérale à mâts verticaux (ponts de portée moyenne). Une disposition en forme de semi-éventail est la disposition la plus courante pour les ponts à pylônes en A ou Y renversé, de moyenne à très grande portée.

### 3.8.2.3 Éléments de conception du tablier

Avec l'adoption quasi systématique du haubanage multiple (pour des raisons économiques et de facilité de maintenance : le remplacement d'un hauban ne pose guère de problèmes), les exigences de rigidité en flexion verticale du tablier sont devenues peu contraintantes. Cette évolution a favorisé le développement de ponts à tabliers en béton ou en ossature mixte.

En règle générale, le dimensionnement des tabliers des ponts à haubans est dicté par les sollicitations de flexion transversale, par la reprise des efforts ponctuels dans la zone d'ancrage des haubans et, dans le cas des tabliers à suspension axiale, par la limitation des déformations en torsion sous l'effet de chargements dissymétriques. Pour les ponts de très grande portée, la géométrie du tablier est également tributaire des conditions de stabilité aéroélastique.

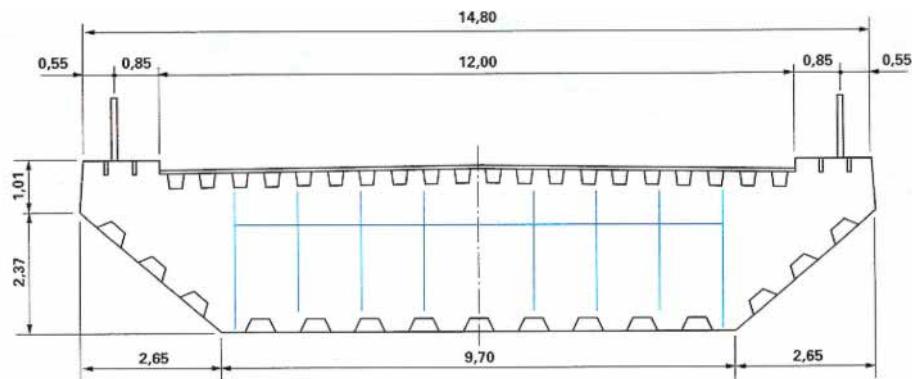
Le domaine d'emploi des tabliers en béton (10 à 15 kN de poids propre par m<sup>2</sup>) semble pouvoir s'étendre jusqu'à environ 500 m de portée. Les tabliers en ossature mixte (6,5 à 8,5 kN de poids propre par m<sup>2</sup>) devraient fournir une intéressante solution dans une gamme de portées allant de 300 à 600 m. Les tabliers métalliques à dalle orthotrope (2,5 à 3,5 kN de poids propre par m<sup>2</sup>) restent les seuls envisageables pour les très grandes portées.

En ce qui concerne la liaison du tablier aux pylônes, là encore il n'y a pas de règle mathématique. L'encastrement (total ou élastique) est plutôt réservé aux grands ouvrages à tablier en béton et à suspension axiale, tandis que l'appui simple vertical ou la suspension totale (avec blocage du déplacement horizontal) sont adoptés de préférence dans le cas des tabliers à suspension latérale.

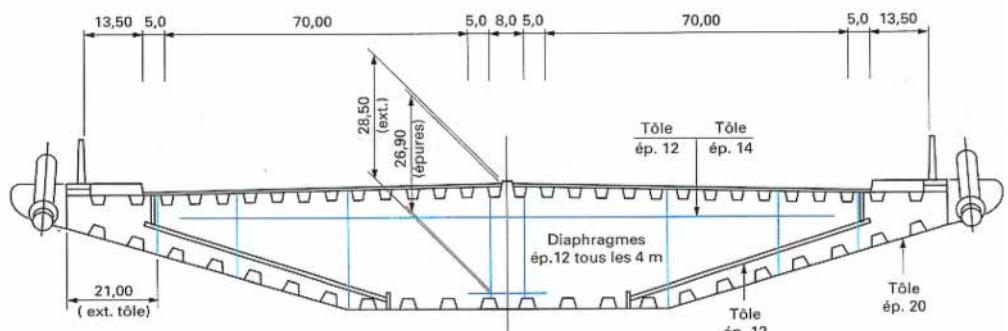
La figure 37 donne quelques exemples de sections transversales de ponts à haubans à tablier en béton ou métallique.

### 3.8.2.4 Technologie des haubans

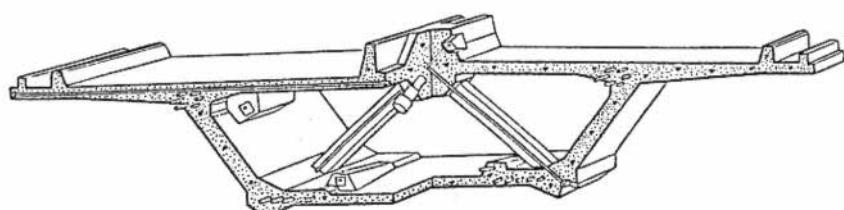
Il existe principalement trois types de câbles : les câbles à fils parallèles, les câbles formés de torons parallèles et les câbles clos. Les premiers sont constitués d'un ensemble de fils parallèles de 7 mm de diamètre, dont le nombre varie couramment de 50 à 350. Les seconds sont les plus répandus. Les plus gros câbles actuels comportent jusqu'à 109 torons, chaque toron étant constitué de 7 brins torsadés dont le diamètre le plus courant est de 15,7 mm



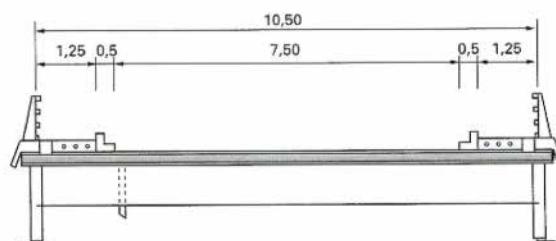
Pont de Saint-Nazaire



Pont de Normandie



Pont de Coatzacoalcos II (Mexique)



Les cotes sont en mètres

Pont de Seyssel

Figure 37 – Sections transversales de ponts à haubans

(toron T15). Enfin, les derniers ont été, en fait, les premiers câbles à être employés pour confectionner des haubans. Ils sont constitués par un faisceau de fils parallèles à section circulaire de 5 mm de diamètre entourés par des couronnes de fils à section trapézoïdale et de fils à section en forme de Z.

Les haubans d'un pont à haubans subissent des variations de contraintes non négligeables, dues aux charges d'exploitation et aux actions (directes et indirectes) du vent, et sont donc sensibles aux phénomènes de fatigue. C'est pour cette raison que leur tension maximale est généralement fortement limitée :  $\sigma_{\max} = 0,45 f_{rg}$ ,  $f_{rg}$  désignant la contrainte de rupture garantie en traction (1 700 à 1 800 MPa pour les câbles à fils parallèles ou à torons parallèles, 1 500 MPa pour les câbles clos).

La protection physique des câbles clos est, en principe, automatiquement assurée par les couches de fils à section en forme de Z qui se resserrent lors de la mise en tension. Dans le cas des câbles à fils ou à torons parallèles, on les place à l'intérieur d'un conduit métallique ou en polyéthylène haute densité et les vides entre les fils ou torons et le conduit sont remplis à l'aide de coulis de ciment ou de résine époxy. Les fils et torons peuvent aussi recevoir une protection par galvanisation à chaud et, dans certains cas, être revêtus d'une gaine plastique.

## 4. Équipements des ponts

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions :

- sécurité des personnes et de la circulation ; ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières) ;
- protection et maintien de la pérennité de la structure : ce sont en particulier l'évacuation des eaux, les perrés et surtout l'étanchéité ;
- permettre un fonctionnement correct de la structure : ce sont les appareils d'appui et les joints de chaussée ;
- rendre la circulation confortable : participent à cette fonction la chaussée, les dalles de transition, les joints de chaussée ; les corniches et les écrans acoustiques participent, quant à eux, au confort de vie des riverains ;
- enfin, permettre la visite et l'entretien courant du pont : échelles, portes, passerelles, etc.

Par rapport à la structure, les équipements sont caractérisés par :

- une durée de vie beaucoup plus réduite car ils sont sujets à usure ou vieillissement, qu'il s'agisse de l'étanchéité, des joints de chaussée (directement soumis aux agressions du trafic) ou des appareils d'appui ;
- la nécessité de prévoir des dispositions permettant de les réparer facilement ou, plus généralement, de les remplacer dans de bonnes conditions.

Enfin, il ne faut pas sous-estimer leur importance économique : ils représentent environ 13 % du coût total d'un pont au moment de sa construction et, surtout, 36 % de son coût d'entretien.

### 4.1 Étanchéité et couche de roulement

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier (eau de pluie, eau de lavage et surtout eau chargée de sels antiverglas) entraîne des risques graves de corrosion des armatures en acier (passives et actives) et doit être évitée, quel que soit le matériau utilisé.

Pour cela, on recourt généralement à une **chape d'étanchéité** disposée sur la dalle de béton ou un complexe étanche sur les

platelages métalliques (platelages orthotropes). Si la circulation est faible, une couche de 10 mm d'un mélange d'asphalte et de bitume peut donner de bons résultats. Si la circulation est importante, il faut recourir à des solutions plus élaborées (par exemple, chape épaisse en asphalte coulé, chape mince constituée d'un film adhérant au support, utilisation de feuilles préfabriquées, etc.). Quel que soit le procédé employé, des précautions très strictes doivent être prises à l'exécution pour que la chape soit réellement imperméable et durable.

La **couche de roulement** qui vient au-dessus de la chape d'étanchéité est constituée le plus souvent d'une couche de béton bitumineux de 4 à 5 cm d'épaisseur. Sur les itinéraires à forte circulation, il faut prévoir la possibilité d'ajouter une deuxième couche portant l'épaisseur totale à une dizaine de centimètres. Des indications sur ces questions sont données dans le dossier STER (surfâge des tabliers, étanchéité, couches de roulement) du SETRA (Service d'études techniques des routes et autoroutes).

### 4.2 Joints de chaussée

Les joints de chaussée (ou de dilatation) sont les dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une couche du tablier. De tels joints existent au moins aux extrémités des tabliers, quel que soit leur type. Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur dues à la température ou aux effets différés dans le cas des structures en béton (retrait, fluage) et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis. La longueur maximale de tablier continu sans joint de dilatation est couramment de l'ordre de 500 à 600 m, mais, en recourant à des joints spéciaux, cette longueur peut être portée à 800 ou 900 m.

Les joints sont des points faibles, à travers lesquels l'eau peut pénétrer dans la structure : on limite leur nombre autant que possible en préférant des structures continues ou rendues partiellement continues. En particulier, dans le cas des ponts à poutres précontraintes par post-tension, les travées sont maintenant attelées par groupes de trois ou quatre (continuité de la dalle de couverture), de sorte que les joints de chaussée ne sont disposés que tous les 150 à 200 m.

L'agressivité dynamique du trafic routier endommage progressivement les joints par fatigue ; ils doivent donc être remplacés à intervalles réguliers. Des types de joints très variés ont été expérimentés et mis au point par divers fabricants. Ils sont actuellement l'objet d'avis techniques, délivrés par le SETRA, c'est-à-dire d'une documentation délivrant une opinion autorisée sur le comportement prévisible des produits, procédés et matériels concernés pour permettre aux clients d'effectuer leurs choix en toute connaissance de cause.

Suivant l'intensité de la circulation, il convient de choisir un joint léger (pour un trafic inférieur à 1 000 véhicules lourds par jour), un joint semi-lourd (pour un trafic compris entre 1 000 et 3 000 véhicules lourds par jour) ou un joint lourd (plus de 3 000 véhicules lourds par jour).

Les variations d'ouverture du joint sont dues essentiellement aux variations de longueur du tablier provoquées par la température, aux rotations sur appui du fait de la flexion du tablier, aux tassements éventuels, au retrait et au fluage des poutres en béton précontraint.

Le souffle à prévoir pour le joint, c'est-à-dire la différence d'ouverture entre la position la plus fermée et la position la plus ouverte, est de l'ordre de  $5 \cdot 10^{-4}$  à  $6 \cdot 10^{-4}$  de la longueur dilatante, ce qui correspond à une variation de température d'environ 50 °C.

### 4.3 Dispositifs de retenue

Les dispositifs de retenue comprennent les garde-corps, les glissières et les barrières.

Les **garde-corps** ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers où ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

Les **glissières** sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle. Il existe des glissières souples et des glissières rigides. Les glissières souples comportent des éléments linéaires portés par des poteaux : ces éléments linéaires reprennent l'impact d'un véhicule en perdition en mobilisant leur aptitude, ainsi que celle des poteaux qui les soutiennent, à subir une déformation plastique. Les glissières rigides, généralement en béton, sont basses et retiennent les véhicules par leurs roues : compte tenu des préjudices qu'elles peuvent porter à l'intégrité mécanique des véhicules, elles sont réservées au milieu urbain, là où la vitesse est limitée.

Enfin, les **barrières** sont destinées à empêcher des véhicules lourds de tomber du pont, et à essayer de les remettre, si possible, dans la bonne direction. On distingue les barrières normales, dimensionnées pour retenir un car de 12 t lancé à 70 km/h sous une incidence de 20°, et les barrières lourdes, qui doivent retenir un camion de 38 t également lancé à 70 km/h sous une incidence de 20°. Plusieurs fabricants proposent des produits ayant fait l'objet de tests officiels. L'ingénieur doit, quant à lui, effectuer des choix qui ne sont pas neutres quant au dimensionnement de l'ouvrage : par exemple, la seule barrière lourde actuellement identifiée en tant que telle est constituée par des éléments linéaires de poutre en béton armé assemblés à l'aide d'un câble de précontrainte et reposant sur des supports en béton susceptibles de glisser transversalement sous l'effet d'un choc : une telle barrière possède une masse linéaire d'environ 600 kg/m, fonctionne par inertie et nécessite une surlargeur de tablier de l'ordre de 1 m (par barrière).

Un des problèmes les plus délicats à résoudre réside dans le raccordement entre deux dispositifs de retenue de rigidités différentes, par exemple entre une glissière et une barrière rigide. Car il faut assurer l'homogénéité et la progressivité dans les niveaux de sécurité pour éviter des accidents graves en extrémité ou des chutes à partir de zones à niveau de sécurité insuffisant. Ainsi, on peut assurer le raccordement entre divers modèles de dispositifs de retenue de tous les niveaux : glissière avec garde-corps, glissière avec barrière ou barrières entre elles. Ces dispositifs sont complexes et doivent être bien étudiés dès le stade du projet.

Signalons que certaines barrières en béton armé (murets californiens ou de la General Motors), largement employées il y a quelques années en tant que barrières normales, sont de nouveau à la mode dans la mesure où elles jouent également le rôle d'écrans acoustiques.

D'une façon générale, les dispositifs de retenue routiers sont maintenant l'objet de normes AFNOR. Par exemple, les garde-corps sont couverts par la norme XP P 98-405.

## 4.4 Corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- en jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur ;
- en éloignant l'eau des parements verticaux ;
- et en rattrapant les irrégularités de la structure.

Depuis quelques années, le rôle de la corniche s'est orienté très nettement vers l'élément de décoration de l'ouvrage pendant que toutes les autres fonctions (larmiers, fixations du garde-corps...) étaient assurées par d'autres dispositions constructives.

## 4.5 Appareils d'appui

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières ou ferroviaires) et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différenciées du béton).

Les appareils d'appui se répartissent en trois grandes familles : les appareils d'appui en acier, spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques, les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et parfois pour les grands ponts) et les appareils d'appui spéciaux ou à pot. Par le passé, il était fréquent de recourir à des appareils d'appui formés par une section rétrécie de béton traversée par des armatures passives (goujons) : ils portaient le nom d'appui « Freyssinet » : la section rétrécie de béton se plastifiait sous l'effet des rotations du tablier, mais de tels appuis avaient quand même une durée de vie limitée et leur remplacement par des appareils d'appui en caoutchouc fretté était souvent problématique (coupe des goujons en acier).

Les appareils d'appui glissants en caoutchouc fretté sont obtenus en disposant une feuille de *Téflon* à leur partie supérieure : cette feuille est en contact avec une plaque d'acier inoxydable fixée en sous-face du tablier. Le coefficient de frottement entre le *Téflon* et l'acier inoxydable est très faible lorsqu'il est mesuré en laboratoire (de l'ordre de 1 % à 2 % de l'effort vertical appliqué) mais, dans le contexte d'un ouvrage, il peut atteindre des valeurs plus élevées et ne plus fonctionner en tant qu'appui glissant. Les appareils d'appui en caoutchouc font l'objet de spécifications rassemblées dans la norme XP T 47-815 de l'AFNOR.

Divers fabricants proposent des appareils d'appui à pot de qualité : ces appareils peuvent reprendre de très lourdes charges et sont donc assez systématiquement prévus pour équiper des ponts de grandes portées. Lorsqu'ils sont correctement posés, leur durée de vie peut dépasser vingt à trente ans. Mais ces appareils d'appui ne peuvent être que fixes, mobiles dans une seule direction ou mobiles dans toutes les directions : il appartient à l'ingénieur de choisir les modèles dans le cadre d'un plan d'implantation tenant compte des déformations en plan potentielles de la structure. Le problème devient rapidement complexe dans le cas d'ouvrages courbes et/ou biais.

## 4.6 Évacuation des eaux

L'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;
- une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gouttières disposées tous les 20 m environ de part et d'autre de la chaussée ou de la plate-forme ferroviaire : elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en forme de toit (pour une chaussée bidirectionnelle) avec deux versants à 2,5 % ou avec une pente unique (pour une chaussée unidirectionnelle ou bidirectionnelle) de même valeur. L'eau peut être évacuée sans précautions particulières en rase campagne, mais, en site urbain, elle est évacuée à l'aide de chéneaux ou de corniches-caniveaux.

## 4.7 Autres équipements

On citera tout particulièrement les **dalles de transition**. Elles ont pour but d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont en cas de tassement de remblai ; ce sont des dalles en béton armé, reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage et par l'autre sur le remblai d'accès.

Font également partie des équipements les **grilles centrales** qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

L'**éclairage** des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieur ou dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

Enfin, les ponts doivent souvent assurer le passage de canalisations de toutes sortes, dont l'emplacement doit être prévu dans le projet et dont le poids doit être pris en compte dans les calculs.

# Conception des ponts

par **Anne BERNARD-GÉLY**

*Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées*

*Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées*

*Adjoint au directeur de la Sécurité et de la circulation routières*

et **Jean-Armand CALGARO**

*Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées*

*Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées*

*et au Centre des hautes études de la construction*

*Chef de la mission Recherche et réglementation du SETRA*

## Données économiques : coût d'un ouvrage

Il est très difficile de donner des éléments d'estimation qui ne deviennent pas trop rapidement obsolètes. En effet, au cours de ces dernières années, le coût des ponts a largement fluctué en fonction de l'évolution, parfois erratique, de celui des matériaux de base (béton et acier), en fonction de conditions économiques générales qui ont plus ou moins favorisé la mise en concurrence, parfois sauvage, des entreprises, et en fonction de l'évolution du coût de la main-d'œuvre qui a, d'ailleurs, directement influencé la conception des ouvrages dans le sens d'une simplification des formes. Nous nous limiterons donc à développer quelques idées générales et à donner quelques ratios permettant de faire des estimations sommaires en fonction des données économiques du moment.

Le coût d'un pont résulte de la somme des coûts de ses trois parties principales, à savoir :

— le **tablier**, dont le coût augmente grossièrement comme le carré de la portée ;

— les **appuis** (piles et culées) hors fondations, qui sont d'assez faible importance dans le budget total, même si leur coffrage a été travaillé sur le plan architectural ;

— les **fondations**, dont l'estimation précise est toujours délicate, car, malgré les sondages, leur exécution réserve souvent des surprises ; cependant, pour une brèche donnée, ce poste diffère assez peu d'une solution à l'autre.

Une augmentation des portées engendre donc une croissance assez rapide du coût du tablier, pour une économie de fondations qui n'est importante que si la qualité du sol impose des moyens d'exécution très onéreux. De façon générale, pour des terrains convenables, et en l'absence de contraintes imposant de grandes ouvertures, un ouvrage simple, aux portées modestes, sera plus économique qu'un ouvrage plus ambitieux, plus difficile à construire, et plus exposé à des désordres ultérieurs.

Habituellement, les estimations des différentes solutions d'une étude préliminaire sont faites à partir des prix composés appliqués aux éléments principaux de l'ouvrage. À ce stade, pour lequel l'ingénieur ne peut faire qu'un prédimensionnement sommaire de l'ouvrage, l'estimation est basée sur des formules statistiques qui permettent d'obtenir un classement des solutions entre elles plutôt que leur coût précis. Pour cette estimation sommaire, on distingue les cinq postes suivants : prix généraux, fondations, appuis, tablier, superstructures.

### Prix généraux

Les prix généraux comprennent des prestations rémunérées par des prix souvent forfaitaires : installations de chantier, études d'exécution, épreuves, contrôles de laboratoire, etc. On adopte en moyenne une valeur de l'ordre de 12 % du prix total de l'ouvrage (hors prix généraux, bien entendu). Mais ce ratio peut être plus élevé pour les ouvrages exceptionnels.

### Fondations

Le prix des fondations (en 1996) est rapporté de façon très sommaire au mètre cube de béton de semelle et/ou de pieu. Il comprend le béton, les armatures, le coffrage, le forage des pieux, etc. :

- béton de pieu : 3 500 F/m<sup>3</sup> HT ;
- béton de semelle : 2 000 F/m<sup>3</sup> HT.

Ces valeurs s'appliquent aux fondations à terre. Pour des fondations en rivière, il convient de les majorer d'environ 30 % pour tenir compte du coût des batardeaux et autres ouvrages provisoires, mais cette majoration ne couvre pas d'éventuels aléas d'exécution.

### Appuis

Le prix du mètre cube de béton (en 1996) mis en œuvre est le suivant :

- piles creuses : 3 000 F/m<sup>3</sup> ;
- piles pleines : 2 000 F/m<sup>3</sup>.

Pour les grands ouvrages, le prix des culées doit être directement estimé en fonction du type de culée (enterrée, remblayée, creuse) sur la base d'un mètre carré.

On considère que les piles sont pleines lorsqu'elles n'excèdent pas une hauteur d'environ 15 m. Au-delà, on prévoit des piles creuses, sur toute leur hauteur, à l'exception de la tête de pile, avec des parois de 0,40 m d'épaisseur.

### Tablier

D'une façon générale, le tablier d'un pont-route est estimé, très grossièrement, sur la base d'un prix au mètre carré de largeur utile ou, un peu moins grossièrement, à partir des quantités prévisibles de matériaux à mettre en œuvre. La **largeur utile** ( $L_u$ ) d'un tablier est une dimension conventionnelle généralement égale à la somme de la largeur de la chaussée ( $L_c$ ) et d'une fraction de celle des trottoirs ( $L_t$ ) :

$$L_u = L_c + \alpha L_t$$

Le coefficient  $\alpha$  (compris entre 0 et 1) dépend du type de tablier considéré : il traduit la moindre influence mécanique d'éventuels trottoirs dans le dimensionnement de la structure porteuse. La **surface utile** est égale au produit de la largeur utile par la longueur totale, mesurée entre joints de dilatation extrêmes du tablier. Dans ce qui suit, quelques formules sont données pour calculer assez rapidement les principales quantités de matériaux dans un tablier de pont.

### Tabliers en béton précontraint

Le volume de béton est estimé à partir de l'épaisseur équivalente du tablier et de sa surface utile correspondant à  $\alpha = 1$ . L'épaisseur équivalente du tablier est l'épaisseur d'une dalle pleine fictive qui aurait la même largeur que le hourdis supérieur du tablier en question et dont la section transversale aurait la même aire. Elle est donnée, selon le type d'ouvrage, par les formules suivantes, qui font intervenir la portée déterminante  $L$  (c'est-à-dire la plus grande portée) :

- **ponts à poutres précontraintes par post-tension** :

$$e(m) = 0,55 \text{ à } 0,60 ;$$

- **ponts-routes construits en encorbellement** :

$$e(m) = 0,4 + 0,0035 L \quad (\text{formule valable pour } L \text{ compris entre } 60 \text{ et } 120 \text{ m}) ;$$

- **ponts-routes construits par poussage** :

$$e(m) = 0,25 + 0,0088 L \quad (\text{formule valable pour } L \text{ compris entre } 20 \text{ et } 55 \text{ m}) ;$$

— **ponts-rails construits par poussage :**

$$e \text{ (m)} = 0,40 + 0,01 L$$

(formule valable pour  $L$  compris entre 35 et 55 m).

La quantité totale de béton est donc facilement obtenue à partir de la précédente épaisseur équivalente, en la multipliant par la largeur utile du hourdis supérieur prise en considération et la longueur totale de l'ouvrage. Il faut ensuite lui ajouter les quantités d'acier suivantes, valables quel que soit le type d'ouvrage :

— **acières passifs** : 120 à 140 kg par  $\text{m}^3$  de béton ;

— **acières actifs** : 45 kg par  $\text{m}^3$  de béton.

Le prix global du **mètre cube de béton précontraint** est de l'ordre de 4 500 à 5 000 F HT dans les conditions économiques de l'année 1996.

**Tablier en ossature mixte**

La dalle couverture en béton armé est estimée selon les principes suivants :

— **ossature bipoutre** : épaisseur de dalle : 0,28 m ; prix total HT du béton : 3 500 F/m<sup>3</sup> ;

— **ossature à pièces de pont** : épaisseur de dalle : 0,23 m ; prix total HT du béton : 4 000 F/m<sup>3</sup>.

Le **tonnage d'acier d'un pont mixte à deux poutres en I** peut être estimé à l'aide de la formule statistique suivante :

$$q \text{ (kg/m}^2\text{)} = 0,6 X^{1,3} + 70$$

dans laquelle  $q$  désigne la masse d'acier par mètre carré de surface utile de tablier et  $X$ , exprimé en mètres, représente :

— la portée principale (ou déterminante) dans le cas de travées continues ;

— 1,33 fois la portée d'une travée de rive lorsque cette quantité est plus grande que la portée principale ;

— 1,6 fois la portée dans le cas des travées indépendantes ou d'un tablier à deux travées identiques.

Pour les **ponts mixtes acier-béton**, la largeur utile d'un tablier est donnée par la formule :

$$L_u = L_c + 0,5 L_t$$

BERNARD-GELY (A.) et CALGARO (J.A.). — *Conception des ponts*. Presses des Ponts et Chaussées (1994).

*Ponts de France. Sous la direction de G. GRATTESAT*. Presses des Ponts et Chaussées (1982).

*Ponts suspendus en France*. — Bulletin technique SETRA (1989).

GRATTESAT (G.). — *Conception des ponts*. Eyrolles (1984).

*Répertoire des textes et documents techniques essentiels*. Ouvrages d'art. Édition n° 10. SETRA (Ce répertoire fournit, entre autres références, la liste des documents techniques établis et diffusés par le SETRA relatifs à la conception, au calcul et à l'exécution des ouvrages d'art. Compte tenu de sa longueur, cette liste n'est pas reproduite ici) (1996).

*Le savoir-faire français en matière d'ouvrages d'art*. ISTED. AFPC (1987).

*Guide d'esthétique pour ouvrages d'art courants (GUEST)*. SETRA (1969).

MATHIVAT (J.) et BOITEAU (Ch.). — *Procédés Généraux de Construction. Coffrage et bétonnage*. Eyrolles (1992).

LACROIX (R.), PERCHAT (J.), CHAUSSIN (R.) et FUENTES (A.). — *La précontrainte*. Presses des Ponts et Chaussées (1992).

CALGARO (J.A.) et VIRLOGEUX (M.). — *Projet et construction des ponts*. Volumes 1 et 2. Presses MATHIVAT (J.). — *Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint*. Eyrolles (1978).

*Journées techniques sur les ouvrages d'art métalliques*. OTUA, ENPC, CETE de Lyon, 30 mai au 1<sup>er</sup> juin 1995.

WALTER (R.), HOURIET (B.), ISLER (W.) et MOIA (P.). — *Ponts haubanés*. Presses Polytechniques Romandes (1985).

CALGARO (J.A.). — *Introduction aux Eurocodes-Sécurité des constructions et bases de la théorie de la fiabilité*. Presses des Ponts et Chaussées (1996).

## Bibliographie

D'une façon générale, toute construction est conçue et réalisée de manière à assurer, de la façon la plus économique possible, la fonction qui lui est assignée et à offrir le niveau de sécurité défini, au moment du projet, en tenant compte de sa durée de vie prévue ou escamptée et des risques particuliers auxquels elle peut être exposée. Dans la pratique, les projets de ponts sont établis en s'appuyant sur des textes à caractère normatif, réglementaire, administratif ou simplement méthodologique (« règles de l'art »), portant sur les propriétés des matériaux, la conception des structures et les méthodes d'exécution. On admet que le respect des prescriptions ou recommandations contenues dans ces textes suffit à assurer aux ouvrages projetés qui entrent dans leur champ d'application les niveaux de sécurité et de fiabilité communément acceptés.

Dans le cas de **caissons mixtes**, la masse d'acier par mètre carré de surface utile de tablier peut être estimée à l'aide de la formule suivante :

$$q \text{ (kg/m}^2\text{)} = 3 X + 40$$

dans laquelle  $X$  (en m) représente la longueur de la plus grande travée d'une poutre continue, 1,6 fois la portée dans le cas d'une travée indépendante, 1,33 fois la longueur de la travée de rive quand elle est plus grande que les travées courantes d'un tablier à trois travées ou plus.

Le prix HT des aciers de charpente est actuellement de 12 F/kg pour les bipoutres et de 14 F/kg pour les caissons.

**Tablier à dalle orthotrope**

La masse d'acier par mètre carré (en kg/m<sup>2</sup>) d'un tablier à dalle orthotrope peut être estimée par la formule :

$$q = 40 \sqrt{X} - 100$$

$q$  et  $X$  ayant la même signification que pour les tabliers en ossature mixte. Dans cette masse par unité de surface utile de tablier, le platelage orthotrope correspond à 200-220 kg. Dans le cas d'une poutre-caisson, cette formule suppose que l'élancement des âmes n'est pas inférieur à 30/L.

Le prix de l'acier pour ce type d'ouvrage est plus élevé que pour un pont mixte, compte tenu d'une mise en œuvre beaucoup plus complexe. Il est actuellement de l'ordre de 18 F/kg (HT).

**Superstructures**

Par souci de simplification, et compte tenu du fait que les solutions sont très voisines les unes des autres en longueur, on adopte un prix ramené au mètre linéaire d'ouvrage, en fonction de la largeur de chaussée :

— tablier étroit (10 à 12 m) : 9 000 F/m ;  
— tablier large (20 m environ) : 12 500 F/m.

Ce prix comprend les éléments linéaires (barrières, longrines, corniches...), les éléments surfaciques (chape d'étanchéité, chaussée), les joints et les appareils d'appui.

## Réglementation

Actuellement, la conception et le calcul des ponts relèvent d'un certain nombre de textes nationaux appartenant au Cahier des prescriptions communes (CPC, dénomination ancienne) ou au Cahier des clauses techniques générales (CCTG, dénomination récente). Ces textes ne sont ni des normes ni des textes réglementaires car ils ne traitent pas seulement de questions techniques, mais aussi de relations contractuelles entre le client et l'entrepreneur. Ils seront remplacés, dans quelques années, par un ensemble complet de normes élaborées au niveau européen. Les neuf normes de conception appelées Eurocodes occupent une place privilégiée dans ce système. Le tableau A établit la correspondance entre les textes nationaux et les normes européennes applicables à la conception et au calcul des ponts.

Tableau A – Correspondance entre textes nationaux et normes européennes

	Textes français (1)	Normes européennes
Format général des justifications (états-limites)	Circulaire n° 79-25 du 13 mars 1979 : instruction technique sur les directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions	Eurocode 1, partie 1 : bases de calcul
Évaluation des actions permanentes	Circulaire n° 79-25 du 13 mars 1979 : instruction technique sur les directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions	Eurocode 1, partie 2.1
Évaluation des actions variables	Fascicule 61, titre II du CPC : programme de charges et épreuves des ponts routiers (arrêté du 28 décembre 1971 et circulaires des 29 et 30 décembre 1971) Règles UIC pour les ponts ferroviaires Fascicule 61, titre II du CPC : programme de charges et épreuves des ponts-canaux	Eurocode 1 : — partie 2.3 : actions dues à la neige — partie 2.4 : actions dues au vent — partie 2.5 : actions thermiques — partie 2.6 : actions en cours de construction — partie 2.7 : actions accidentielles — partie 3 : actions dues au trafic sur les ponts
Ponts en béton armé	Fascicule 62, titre I, section I du CCTG : règles BAEL 91. Ouvrages en béton armé	Eurocode 2, parties 1 et 2
Ponts en béton précontraint	Fascicule 62, titre I, section II du CCTG : règles BPEL 91. Ouvrages en béton précontraint	Eurocode 2, parties 1 et 2
Ponts métalliques	Fascicule 61, titre V du CPC : conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier. Décret du 4 juillet 1972 et circulaire du 7 août 1973	Eurocode 3, parties 1 et 2
Ponts mixtes acier-béton	Circulaire n° 81-63 du 28 juillet 1981 relative au règlement de calcul des ponts mixtes	Eurocode 4, parties 1 et 2
Ponts en bois	Règles CB71 et modifiant 1975	Eurocode 5, parties 1 et 2
Fondations	Fascicule 62, titre V du CCTG : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.	Eurocode 7 Eurocode 2 partie 3 : fondations en béton Eurocode 3 partie 5 : pieux et palplanches métalliques

(1) Les textes relatifs au béton armé et au béton précontraint sont très récents et tiennent compte des résultats des travaux et recherches les plus avancés, déjà inclus dans les codes-modèles (78 et 90) du CEB (Comité euro-international du béton). Les autres sont beaucoup plus anciens et, dans certains cas, obsolètes.

Comme on peut le voir d'après ce tableau, l'Eurocode 1 définit les actions applicables aux constructions, ou donne les méthodes pour les évaluer, à l'exception des actions d'origine sismique qui sont traitées dans un Eurocode particulier, l'Eurocode 8. Il définit également les principes généraux de sécurité, qui ne sont guère différents de ceux qui sous-tendent la réglementation française actuelle puisque le format des calculs et des vérifications est le format semi-probabiliste.

La partie 3 de l'Eurocode 1 traite plus précisément des charges d'exploitation sur les **ponts-routes**, les **ponts-rails** et les **passerelles**, et fixe les combinaisons de calcul. Pour les ponts-routes, sont définis :

- quatre modèles de charges pour les vérifications vis-à-vis des états-limites de service et des états-limites ultimes de résistance ; le premier de ces modèles est le modèle principal, appliquant simultanément des charges uniformément réparties et des charges concentrées (essieux) ;
- cinq modèles de charges pour les vérifications vis-à-vis des états-limites (ultimes) de fatigue.

En ce qui concerne les ponts-rails, plusieurs modèles sont également définis pour les vérifications vis-à-vis des divers états-limites : ils dérivent directement des modèles élaborés au niveau international par les instances techniques de l'Union internationale des chemins de fer (UIC). Une mise en application systématique de cette partie 3 de l'Eurocode 1 est envisagée à très court terme pour tous les ponts-routes situés sur le réseau national, car les charges du fascicule 61, titre II du CPC ne couvrent plus correctement les effets des trafics les plus lourds.

Les **Eurocodes** 2 (constructions en béton), 3 (constructions en acier), 4 (constructions mixtes acier-béton) et 5 (constructions en bois) comprennent plusieurs parties. D'une manière générale, les **parties 1** de ces Eurocodes sont des parties communes à tous les types d'ouvrages et contiennent des règles de justification applicables aux bâtiments. Les aspects spécifiques aux ponts sont traités dans les **parties 2**, rédigées en complément des parties 1. Les Eurocodes 6 (ouvrages en maçonnerie), 7 (calculs géotechniques) et 9 (constructions en alliages d'aluminium) ne comportent pas de partie spécifique aux ponts.

Le récent arrêté du 15 septembre 1995 définit la classification et les règles de construction parasismique applicables aux ponts de la catégorie dite « à risque normal » telle que définie par le décret n° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique. Les ponts sont rangés en quatre classes (A, B, C, D) selon leur importance, et le décret du 4 mai 1991 définit quatre zones de sismicité (I<sub>A</sub>, I<sub>B</sub>, II et III). Les règles à appliquer aux ponts nouveaux sont celles du « Guide AFPS 1992 pour la protection parasismique des ponts », publié par l'Association française du génie parasismique (Presses de l'ENPC, 1995) ou celles du « document d'application nationale de l'Eurocode 8, partie 2, Ponts ». Le paramètre fondamental est l'accélération « nominale » caractérisant l'action sismique à prendre en compte et dont les valeurs vont de 1 m · s<sup>-2</sup> pour un pont de classe B situé en zone I<sub>A</sub> à 4,5 m · s<sup>-2</sup> pour un pont de classe D situé en zone II.

Bien évidemment, certains ponts sortent du cadre d'application des normes ou des règlements existants ou futurs, généralement du fait de dimensions exceptionnelles (portée déterminante, hauteur du tablier au-dessus du terrain naturel), mais aussi du fait de conditions environnementales exceptionnelles (par exemple, possibilité de chocs de navires de mer sur certains appuis), ou lorsque leur conception ou leur mode d'exécution présentent un caractère novateur marqué. Ils font alors l'objet d'études poussées pour prévoir de façon aussi précise que possible leur comportement sous l'effet d'actions qui ne peuvent s'accommoder des représentations simplifiées habituelles. Parmi les problèmes les plus délicats à traiter, ceux qui mettent en jeu le comportement dynamique des structures ne peuvent être abordés que par des ingénieurs expérimentés : stabilité aéroélastique des ponts à câbles, stabilité et résistance des ponts construits en zone fortement sismique, oscillations des tabliers de ponts sous l'effet des charges d'exploitation, en particulier des ponts-rails parcourus par des trains à grande vitesse, etc. Et il revient à l'ingénieur de définir les règles de justification pour conférer à l'ouvrage projeté un niveau de sécurité et de fiabilité comparable à celui des ouvrages couverts par les textes habituels.